



Casa abierta al tiempo

**UNIVERSIDAD AUTÓNOMA METROPOLITANA  
UNIDAD AZCAPOTZALCO**

**DIVISIÓN DE CIENCIAS BÁSICA  
E INGENIERÍA**

**POSGRADO EN INGENIERÍA  
ESTRUCTURAL**

**INFLUENCIA DE LAS CONEXIONES SEMIRRIGIDAS EN LA  
RESPUESTA DE MARCOS DE ACERO**

**TESIS**

**QUE PARA OBTENER EL GRADO DE  
MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL**

**PRESENTA**

**EDUARDO CRUZ MENDOZA**

**DIRECTOR DE TESIS: DR. ALONSO GÓMEZ BERNAL**



**SEPTIEMBRE 2011**



**UNIVERSIDAD AUTÓNOMA METROPOLITANA  
UNIDAD AZCAPOTZALCO**

**DIVISIÓN DE CIENCIAS BÁSICA  
E INGENIERÍA**

**POSGRADO EN INGENIERÍA  
ESTRUCTURAL**

**INFLUENCIA DE LAS CONEXIONES SEMIRRÍGIDAS EN LA  
RESPUESTA DE MARCOS DE ACERO**

**TESIS**

**QUE PARA OBTENER EL GRADO DE  
MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL**

**PRESENTA**

**EDUARDO CRUZ MENDOZA**

**DIRECTOR DE TESIS: DR. ALONSO GÓMEZ BERNAL**

**SEPTIEMBRE 2011**



## Agradecimientos

Dr. Alonso Gómez Bernal, por su tiempo, dedicación y paciencia para impulsar este trabajo de investigación.

Dr. Hugón Juárez García, por su empatía y profesionalismo al revisar este trabajo.

M. en C. Mario Andrés Oñate Ocaña, por ser un ejemplo de dedicación y por contagiarme de tu gusto por el trabajo.

Dr. Manuel Eurípides Ruiz Sandoval Hernández, por recordarme que uno alcanza sus metas e impulsarme para cerrar un ciclo más.

A todos mis profesores y compañeros, por alentarme a continuar y por brindarme su amistad.

## Dedicatorias

A mis padres, Antonia Mendoza Espinosa y Concepción Cruz Mena, por todo su amor, por su comprensión y confianza, porque gracias a su guía hoy puedo ser un hombre útil a la sociedad.

A mi hermana, Mirna, por brindarme su cariño y por impulsarme siempre a ser mejor.

A mi familia y amigos.

# ÍNDICE

<b>Índice de figuras</b>	iii
<b>Índice de tablas</b>	ix
<b>1. Introducción.</b>	3
1.1. Aspectos generales.	3
1.2. Estado del arte.	5
1.2.1. Conexiones en edificios de acero.	5
1.2.2. Clasificación general de conexiones.	6
1.2.3. Modelos analíticos de las conexiones.	13
1.2.3.1. Modelos con resortes equivalentes.	13
1.2.3.2. Modelo de elementos finitos.	15
1.2.4. Curvas Momento-Rotación para conexiones de placa de extremo.	19
1.2.5. Evaluación estadística de la capacidad de rotación de conexiones.	20
1.2.6. Comportamiento de marcos de acero ante solicitaciones sísmicas.	21
1.3. Objetivos y alcances.	22
<b>2. Comportamiento experimental de conexiones de acero con placa de extremo.</b>	27
2.1. Comportamiento experimental de conexiones de placa de extremo extendida.	27
2.1.1. Características generales de la prueba experimental.	31
2.1.2. Predicción analítica del comportamiento del espécimen.	39
2.1.2.1. Resistencia de los tornillos.	41
2.1.2.2. Resistencia de la placa de extremo.	41
2.1.2.3. Resistencia de la columna.	45
2.1.3. Secuencia de carga.	46
2.2. Análisis de resultados experimentales.	49
2.2.1. Respuesta de los tornillos.	53
2.2.2. Curva Momento-Rotación de la conexión.	56

2.3. Resumen de resultados importantes.	59
<b>3. Diseño de conexiones y obtención de curvas momento-rotación.</b>	<b>63</b>
3.1. Diseño de conexiones usando <i>Diseño por Factores de Carga y Resistencia</i> .	63
3.2. Procedimiento para estimar la relación momento-rotación ( $M-\Theta$ ) y la Rigidez de conexiones de placa de extremo extendida	71
3.3. Comparación de fórmulas con resultados experimentales.	75
3.4 Procedimiento para estimar curvas en conexiones de placa de extremo extendida con atiesadores de extensión.	78
<b>4. Modelo para el estudio paramétrico.</b>	<b>89</b>
4.1. Influencia de la rigidez de la conexión en la respuesta de marcos de acero.	89
4.1.1 Modelo de dos niveles.	89
4.1.1.1. Desplazamientos relativos.	90
4.1.1.2. Momentos en columnas.	93
4.1.1.3. Momentos en vigas.	94
4.2. Características generales de los modelos de 6 niveles.	94
4.3. Comportamiento no lineal de los elementos estructurales.	97
4.4. Parámetros considerados en el modelo analítico de 6 niveles.	101
4.5. Acelerogramas empleados en el análisis dinámico.	104
<b>5. Análisis de resultados.</b>	<b>115</b>
5.1. Acelerograma CALE.	119
5.2. Acelerograma MZ01.	138
5.3. Acelerograma SCT1.	146
<b>6. Conclusiones y Recomendaciones.</b>	<b>155</b>
<b>Referencias</b>	<b>163</b>



# ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1.1 Tipos de conexiones de placa de extremo extendida.</i>	5
<i>Figura 1.2 Ejemplo de viga con carga arbitraria.</i>	7
<i>Figura 1.3 Diagrama de deformación de la viga <math>\overline{ab}</math> y detalles de las rotaciones en los extremos <math>\theta_a</math> y <math>\theta_b</math>.</i>	8
<i>Figura 1.4 Equivalencia entre la viga <math>\overline{ab}</math> con los momentos <math>M_{fa}</math> y <math>M_{fb}</math> aplicados en los extremos y la misma viga con los extremos empotrados.</i>	8
<i>Figura 1.5 Línea de viga y características momento- rotación de los tipos de conexiones FR y PR.</i>	11
<i>Figura 1.6 Clasificación de conexiones por su resistencia y rigidez relativas</i>	12
<i>Figura 1.7 Modelo de conexión con dos resortes.</i>	14
<i>Figura 1.8 Tipos de elementos finitos</i>	16
<i>Figura 1.9 Modelo de conexión en elementos finitos</i>	18
<i>Figura 2.1. Tipos de conexiones de acero que consideran placa en el extremo de la viga.</i>	28
<i>Fig. 2.2 Espécimen CS1 de placa de extremo extendida con atiesadores en columna y placa extendida.</i>	31
<i>Fig. 2.3 Cortes del dispositivo de prueba y el espécimen CS1 de placa de extremo</i>	32
<i>Fig. 2.4 Cortes del dispositivo de prueba y el espécimen CS1 de placa de extremo.</i>	33
<i>Figura 2.5 Esquema de instrumentación en el nudo del espécimen.</i>	34
<i>Figura 2.6 Vista lateral del espécimen en el marco de carga.</i>	37
<i>Figura 2.7 Sistema de carga y medición de la fuerza aplicada.</i>	38
<i>Figura 2.8 Geometría de placas de extremo, trayectorias de fluencia y parámetros para determinar la capacidad a momento de una placa de extremo extendida con atiesadores, caso I, según AISC-358 (2005).</i>	42
<i>Figura 2.9 Geometría de placas de extremo, trayectorias de fluencia y</i>	43

<i>parámetros para determinar la capacidad a momento de una placa de extremo extendida con atiesadores, caso II, según AISC-358 (2005).</i>	
<i>Figura 2.10 Geometría del patín de la columna, trayectorias de fluencia y parámetros para determinar la capacidad a momento de una conexión según AISC-358 (2005).</i>	45
<i>Figura 2.11 Desplazamiento de la conexión por ciclo de carga.</i>	48
<i>Figura 2.12 Pandeo del patín de la columna</i>	50
<i>Figura 2.13 Grietas de la soldadura en el extremo del patín.</i>	51
<i>Figura 2.14 Pandeo lateral en la viga izquierda del espécimen.</i>	52
<i>Figura 2.15 Deformaciones por pandeo presentadas por el tramo de viga al finalizar la prueba del espécimen CS1.</i>	52
<i>Figura 2.16 Tornillo con strain gauge en cara exterior (no roscada).</i>	53
<i>Figura 2.17 Relación carga-deformación de uno de los tornillos usados en la conexión.</i>	53
<i>Figura 2.18 Gráficas de la variación de la Tensión con la carga cíclica de dos tornillos A325 instrumentados y usados en la conexión de placa de extremo del espécimen CS1.</i>	55
<i>Figura 2.19 Grafica de la variación de la rotación total de la conexión en el espécimen CS1.</i>	57
<i>Figura 2.20 Envoltorio de la variación de la Rotación Total de la unión de la Conexión de Placa de Extremo Extendida con Atiesador en la placa, espécimen CS1.</i>	58
<i>Figura 3.1 Separación de los tornillos al patín de la viga (<math>S_t</math>).</i>	64
<i>Figura 3.2 Dimensión generalmente usada para la placa de extremo extendida con relación al ancho de la viga que conecta.</i>	65
<i>Figura 3.3 Separación máxima de tornillos</i>	65
<i>Figura 3.4 Patrones de trayectorias de líneas de flujo y desplazamientos virtuales de una conexión de cuatro tornillos sin atiesar.</i>	68
<i>Figura 3.5 Modelo de cuatro parámetros para obtener la relación momento-rotación de una conexión.</i>	73

<i>Figura 3.6 Relación momento-rotación del espécimen UAM-1, que corresponde a una conexión con atiesadores de extensión.</i>	76
<i>Figura 3.7 Comportamiento de las nueve conexiones de placa de extremo usadas en este estudio para comparar con las predicciones</i>	77
<i>Figura 3.8 Gráficas <math>M-\theta</math> comparativas, de conexiones de Placa de Extremo, entre datos experimentales, la Fórmula Original de Bahaari y Sherbourne, (1997) y la Fórmula Modificada presentada por Cruz y Gómez-Bernal (2007).</i>	79
<i>Figura 3.9 Curva momento-rotación para las conexiones de placa de extremo no atiesada 4NA325 y 4NA490.</i>	82
<i>Figura 3.10 Curva momento-rotación para las conexiones de placa de extremo con atiesadores de extensión 4A325 y 4A490.</i>	84
<i>Figura 3.11 Curvas momento-rotación y aproximaciones bilineales para las conexiones no atiesadas 4NA325 y 4NA490.</i>	85
<i>Figura 3.12 Curvas momento-rotación y aproximaciones bilineales para las conexiones con atiesadores 4A325 y 4A490.</i>	86
<i>Figura 4.1 Modelo de dos niveles utilizado en este trabajo para el análisis dinámico. Los perfiles son los mismos a los del espécimen UAM-1.</i>	89
<i>Figura 4.2 Comportamiento del elemento de conexión rotacional tipo 4 del programa DRAIN-2DX.</i>	90
<i>Figura 4.3 Desplazamientos relativos de entrepiso del marco de dos niveles para 3 condiciones diferentes de la rigidez de la base de las columnas (<math>R_c</math>), en cada caso se varía la rigidez relativa de las conexiones de la viga (<math>R_{con}/(EI/L)_{viga}</math>).</i>	91
<i>Figura 4.4 Desplazamientos relativos de entrepiso normalizados de la Figura 4.3.</i>	92
<i>Figura 4.5 Variación de los momentos máximos de las columnas y vigas del marco plano de dos niveles, con la rigidez relativa de las conexiones en las vigas, para el caso de base rígida en las columnas.</i>	93
<i>Fig. 4.6 Modelo de 6 niveles usado en esta investigación.</i>	95
<i>Fig. 4.7 Ubicación de conexiones semirrígidas en marcos analizados.</i>	96

<i>Figura 4.8 Partes que componen el elemento tipo 2 del programa DRAIN-2DX usado para representar una viga.</i>	98
<i>Fig. 4.9 Superficie de fluencia tipo 2 para el elemento 2 del programa DRAIN-2DX</i>	98
<i>Fig. 4.10 Modelo para considerar el endurecimiento por deformación en DRAIN-2DX</i>	99
<i>Fig 4.11 Comportamiento del elemento de conexión rotacional</i>	101
<i>Figura 4.12 Valores de resistencia y rigidez relativos usados para determinar el tipo de conexión.</i>	102
<i>Figura 4.13 Relación esfuerzo-deformación para la Aleación con Memoria de Forma presentada por Fukuta y otros (2004).</i>	104
<i>Figura 4.14 Acelerograma CALE, 11 de Enero de 1997. Fuente: Base mexicana de sismos fuertes (2000).</i>	106
<i>Figura 4.15 Acelerograma MZ01, 09 de Octubre de 1995. Fuente: Base mexicana de sismos fuertes (2000).</i>	107
<i>Figura 4.16 Acelerograma SCT, 19 de Septiembre de 1985. Fuente: Base mexicana de sismos fuertes (2000).</i>	107
<i>Figura 4.17 Acelerograma JEN, 17 de Enero de 1994.</i>	108
<i>Figura 4.18 Acelerograma KOB, 16 de Enero de 1995.</i>	108
<i>Figura 4.19 Espectro de respuesta de aceleración para el acelerograma CALE.</i>	109
<i>Figura 4.20 Espectro de respuesta de aceleración para el acelerograma MZ01.</i>	109
<i>Figura 4.21 Espectro de respuesta de aceleración para el acelerograma SCT1.</i>	110
<i>Figura 4.22 Espectro de respuesta de aceleración para el acelerograma JEN.</i>	110
<i>Figura 4.23 Espectro de respuesta de aceleración para el acelerograma KOB.</i>	111
<i>Figura 5.1 Cambio del periodo del modelo con respecto al cambio de rigidez relativa de la conexión para las configuraciones 1 a 3.</i>	117
<i>Figura 5.2 Cambio del periodo del modelo con respecto al cambio de rigidez relativa de la conexión para la configuración 4.</i>	118
<i>Figura 5.3 Cambio del periodo del modelo con respecto al cambio de rigidez relativa de la conexión para los modelos estudiados.</i>	118
<i>Figura 5.4 Espectro de aceleración de respuesta para el acelerograma CALE.</i>	119

<i>Figura 5.5 Ubicación de las conexiones semirrígidas en los marcos analizados.</i>	120
<i>Figura 5.6 Demandas de distorsión por nivel para acelerograma CALE y resistencia relativa <math>R_{rel}=100\%</math>.</i>	122
<i>Figura 5.7 Demandas de distorsión por nivel para acelerograma CALE y resistencia relativa <math>R_{rel}=100\%</math>.</i>	123
<i>Figura. 5.8 Distorsiones máximas normalizadas para acel. CALE y <math>R_{rel}=100\%</math></i>	124
<i>Figura 5.9 Distorsiones máximas normalizadas para acel. CALE y <math>R_{rel}=100\%</math></i>	125
<i>Figura 5.10 Demandas de distorsión por nivel para acelerograma CALE y <math>R_{rel}=80\%</math> para configuraciones 1 y 2.</i>	127
<i>Figura 5.11 Demandas de distorsión por nivel para acelerograma CALE y <math>R_{rel}=80\%</math> para configuraciones 3 y 4.</i>	128
<i>Figura 5.12 Distorsiones máximas normalizadas para acel. CALE y <math>R_{rel}=80\%</math> para configuraciones 1 y 2.</i>	129
<i>Figura 5.13 Distorsiones máximas normalizadas para acel. CALE y <math>R_{rel}=80\%</math> para configuraciones 3 y 4.</i>	130
<i>Figura 5.14 Distorsiones máximas normalizadas para acel. CALE y <math>R_{rel}=60\%</math> para configuraciones 1 y 2.</i>	132
<i>Figura 5.15 Distorsiones máximas normalizadas para acel. CALE y <math>R_{rel}=60\%</math> para configuración 3.</i>	133
<i>Fig 5.16 Distorsiones máximas normalizadas para acel. CALE y Configuración 4, resistencias relativas de <math>R_{rel}=100\%</math> y <math>R_{rel}=80\%</math>.</i>	134
<i>Fig 5.17 Distorsiones máximas normalizadas para acel. CALE y Configuración 4, resistencias relativas de <math>R_{rel}=60\%</math> y <math>R_{rel}=40\%</math>.</i>	135
<i>Figura 5.18 Momentos máximos en vigas por nivel para acelerograma CALE y configuraciones 1 y 2.</i>	136
<i>Figura 5.18 Momentos máximos en vigas por nivel para acelerograma CALE, para configuraciones 3 y 4.</i>	137
<i>Figura 5.19 Espectro de aceleración de respuesta para el acelerograma MZ01.</i>	139
<i>Figura 5.20 Distorsiones máximas normalizadas para acel. CALE y <math>R_{rel}=100\%</math></i>	140
<i>Fig 5.21 Demandas de distorsión por nivel para acelerograma MZ01 y</i>	141

<i>Rrel=100%</i>	
<i>Fig. 5.22 Demandas de distorsión por nivel para acelerograma MZ01 y</i>	142
<i>Rrel=60%</i>	
<i>Figura 5.23 Momentos máximos en vigas por nivel para acel. MZ01</i>	144
<i>Figura 5.24 Momentos máximos en vigas por nivel para acel. MZ01,</i>	145
<i>configuraciones 3 y 4.</i>	
<i>Figura 5.25 Distorsiones máximas normalizadas para acc. SCT1 y</i>	147
<i>Configuración 1</i>	
<i>Figura. 5.26 Desplazamientos relativos de entrepiso para acc. SCT1 y</i>	148
<i>Configuración 1</i>	
<i>Figura 5.27 Distorsiones de entrepiso para acc. SCT1 y Configuración 4</i>	149
<i>con Rrel=100%</i>	
<i>Figura 5.28 Momentos máximos en vigas por nivel para acel. SCT1</i>	150
<i>configuraciones 1 y 2.</i>	
<i>Figura 5.29 Momentos máximos en vigas por nivel para acel. SCT1</i>	151
<i>configuraciones 3 y 4.</i>	
<i>Figura 6.1 Espectro de aceleración de respuesta para el acelerograma</i>	156
<i>CALE y detalle en intervalo <math>K_{rel}=5</math> y <math>K_{rel}=10</math></i>	
<i>Figura 6.2 Distorsiones máximas normalizadas para acelerograma CALE</i>	157
<i>y resistencia relativa de la conexión <math>R_{rel}=100\%</math>.</i>	
<i>Figura 6.3 Distorsiones máximas normalizadas para acelerograma CALE</i>	158
<i>y resistencia relativa de la conexión <math>R_{rel}=100\%</math>, configuración 4.</i>	
<i>Figura 6.4 Espectro de aceleración de respuesta para el acelerograma</i>	159
<i>SCT1.</i>	
<i>Figura 6.5 Distorsiones normalizadas para acelerograma SCT1 y</i>	159
<i>configuración 4.</i>	

## ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla 2.1 Elementos que forman el espécimen propuesto en la primera etapa del programa experimental.</i>	31
<i>Tabla 2.2 Ubicación general de los strain gauges.</i>	35
<i>Tabla 2.3 Ubicación de los micrómetros.</i>	36
<i>Tabla 2.4 Valores de momento esperado para los elementos principales de la conexión.</i>	46
<i>Tabla 2.5 Cargas y desplazamientos esperados en el espécimen.</i>	47
<i>Tabla 2.6 Desplazamiento y carga por ciclo de carga aplicado.</i>	49
<i>Tabla 3.1 Parámetros de las conexiones de placa de extremo seleccionadas.</i>	76
<i>Tabla 3.2 Dimensiones de elementos en conexiones diseñadas</i>	81
<i>Tabla 4.1 Datos sísmológicos de acelerogramas</i>	105
<i>Tabla 4.2 Parámetros de intensidad de sismos mexicanos.</i>	106





# **CAPÍTULO 1**

## **INTRODUCCIÓN**



## 1. Introducción.

### 1.1. Aspectos generales.

Las conexiones son elementos de suma importancia en una estructura, pues es a través de ellas que se transmiten las fuerzas entre vigas, columnas y otros elementos que se intersectan, por lo que el diseño de la conexión impacta de manera importante el comportamiento global de la estructura. Un adecuado diseño estructural es esencial para garantizar la seguridad de cualquier edificación y esto es especialmente cierto para aquellas que están desplantadas en zonas de alta sismicidad. Es por ello que deben ser diseñadas de manera que posean suficiente resistencia y ductilidad, para resistir de manera adecuada las fuerzas que se prevé puedan ocurrir.

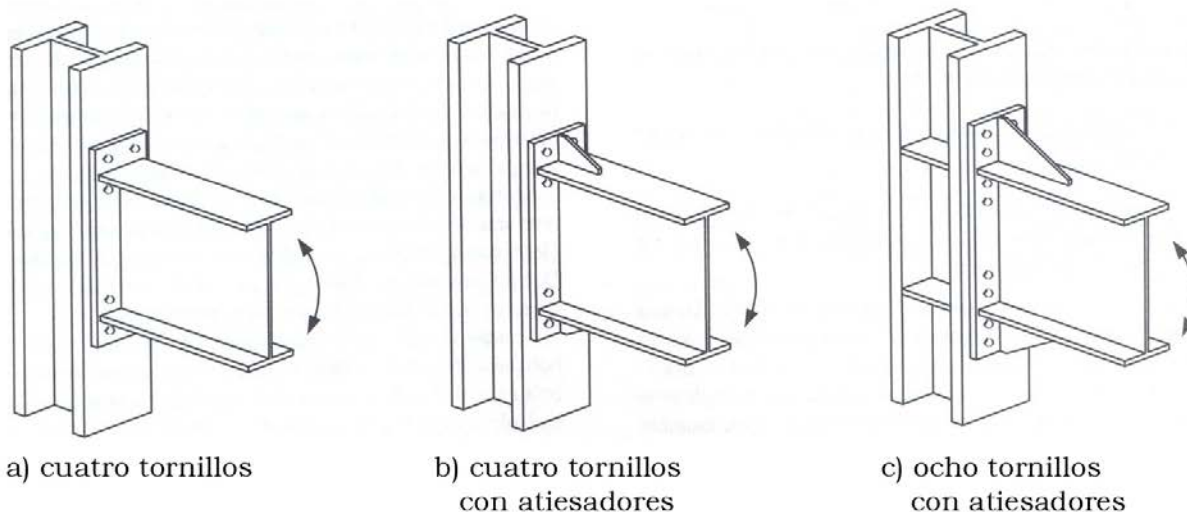
Es sabido que la gran mayoría de los análisis convencionales realizan una simplificación importante, al considerar que las conexiones se comportan idealmente como articulaciones ó completamente restringidas, pero existe una gran variedad de conexiones que se encuentran en el intervalo intermedio, a estas conexiones se les ha denominado parcialmente restringidas o semirrígidas. En años recientes, las conexiones parcialmente restringidas han sido objeto de una gran cantidad de estudios, pues tienen gran efecto en el comportamiento de las estructuras, y aunque su cálculo puede ser complicado, debido a que los códigos existentes para diseño de estructuras metálicas no proporcionan guías específicas para incorporar estas conexiones en el análisis de estructuras, el conocer las ventajas y desventajas que se presentan al usar este tipo de conexiones puede ayudar a diseñar de manera más racional.

En la práctica existen una gran cantidad de variables geométricas y propiedades de materiales que afectan el comportamiento momento-

rotación de una conexión por lo que sería muy costoso realizar pruebas físicas a todos los tipos y tamaños de conexiones existentes, es por ello que se ha buscado desarrollar expresiones que sirvan para calcular las curvas momento-rotación basadas en los parámetros geométricos y de características de materiales, para posteriormente incorporar estos al análisis de estructuras, de forma que los parámetros de diseño puedan ser modificados y así obtener conexiones que optimicen el comportamiento global de las estructuras.

Debido a la gran cantidad de configuraciones geométricas existentes para diferentes tipos de conexiones, y la imposibilidad de abarcar todas ellas, en esta investigación se ha puesto especial atención a las conexiones de placa de extremo, ya que en los últimos años han ganado popularidad en la construcción de edificios, debido en gran medida a la simplicidad de fabricación, su buen desempeño y costo; dentro de las conexiones de placa de extremo existen varias categorías usadas con diferentes fines por las propiedades con que cada una de ellas cuenta, particularmente la conexión de placa de extremo extendida cuenta con las características necesarias para actuar como un elemento resistente a momento y, típicamente se encuentra en el rango de las conexiones parcialmente restringidas.

En la figura 1.1 se muestran las configuraciones típicas las cuales obtienen su nombre por el número de tornillos que se encuentran en la zona del patín a tensión de la viga que conecta. Estas conexiones han ganado popularidad recientemente gracias a que los procesos actuales de fabricación permiten tener mayor control de las dimensiones de las piezas además de que al realizar las soldaduras en el taller se tiene mejor control de calidad y el montaje se realiza en menor tiempo.



*Figura 1.1 Tipos de conexiones de placa de extremo extendida.*

## 1.2 Estado del arte.

Para entender el comportamiento de las estructuras basadas en marcos de acero con conexiones semirrígidas, se discuten algunas de las investigaciones realizadas en este campo, primero es necesario conocer el comportamiento de las conexiones como subsistemas aislados, para después incorporar sus características mecánicas a modelos matemáticos que representen de manera adecuada el comportamiento global de una estructura ante solicitaciones sísmicas, además, se debe delimitar el número de parámetros que cambiarán en los modelos, basándose en el conocimiento obtenido del estudio de la literatura existente, que también nos dará pauta para elegir los resultados que serán objeto de comparación y análisis, y que puedan caracterizar a una estructura en su comportamiento.

### 1.2.1 Conexiones en edificios de acero.

Las conexiones son elementos de gran importancia en el diseño de estructuras de acero, pues son ellas las que se encargan de transmitir los

elementos mecánicos entre vigas y columnas así como entre otros componentes de la estructura, es por ello que características como la resistencia, rigidez y capacidad de rotación son tan importantes.

En la actualidad los diseños estándar de conexiones se enfocan en estimar acciones actuantes, para posteriormente satisfacer las demandas mediante la aplicación de un conjunto de reglas que se asume son suficientes para garantizar una ductilidad y resistencia adecuada, y por consiguiente un comportamiento seguro de la estructura, es usual que en los modelos elaborados para estimar las acciones de diseño se consideren, únicamente, dos tipos de conexiones: rígidas y a corte. Estas simplificaciones en los modelos pueden no ser válidas para edificios con conexiones cuyas propiedades no permitan que se clasifiquen como rígidas o a corte.

#### 1.2.2 Clasificación general de conexiones.

Una de las clasificaciones más usadas en el campo de las estructuras de acero se basa en la rigidez a flexión de sus componentes, incluyendo a las conexiones, con este concepto tenemos tres clasificaciones principales de conexiones: rígidas, semirrígidas y de cortante. En las conexiones rígidas se considera que, estas tienen suficiente capacidad en resistencia y rigidez como para que las vigas desarrollen su momento de empotramiento, las conexiones semirrígidas permiten desarrollar sólo un porcentaje del momento de empotramiento y las de cortante no presentan restricción a momento por lo que en teoría permiten el libre giro del extremo conectado de la viga.

Una definición más general de las conexiones, se refiere a la capacidad de transmitir momento del elemento soportado al elemento de soporte y, el caso más usual es la conexión viga-columna. Las conexiones de momento son aquellas que tienen una rotación muy pequeña o nula con respecto al

miembro de soporte, es así que las conexiones a momento se pueden clasificar también en conexiones completamente restringidas y parcialmente restringidas. Una conexión completamente restringida (FR por sus siglas en inglés, *Fully Restrained*) es aquella en la que se considera que el ángulo medido entre los elementos que se intersectan se mantiene constante, es decir que la rotación relativa entre los elementos es cero, y que la transferencia de momentos es completa. Las conexiones parcialmente restringidas (PR) son aquellas en las que existe una rotación relativa entre los elementos que intersectan, pero se mantiene una transferencia de momento, esta forma de clasificación se ve reflejada en la primera edición del manual LRFD editado por el AISC (1992) en la cual se cambia la denominación de los tipos de conexiones pasando de Tipos 1 a 3 de manuales anteriores, a conexiones FR y PR.

Para comprender de manera práctica las diferencias entre los tipos de conexiones FR y PR, Bato y Rowan (1934) desarrollaron la *línea de viga*, usada posteriormente por Sourochnikoff (1950), que es una herramienta gráfica que ilustra de manera sencilla el concepto.

La ecuación para la *línea de viga* se obtiene al considerar una viga  $\overline{ab}$  de longitud  $L$ , cargada de cualquier manera y sometida a momentos  $M_a$  y  $M_b$  en los extremos, como en la figura 1.2.

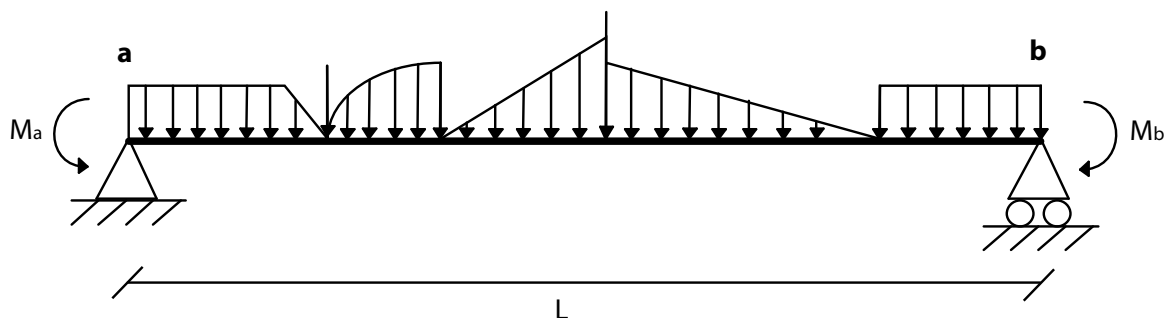
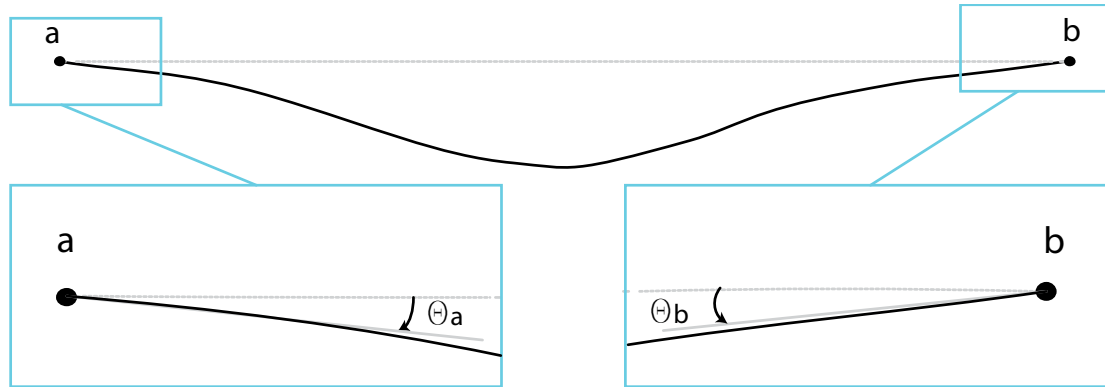


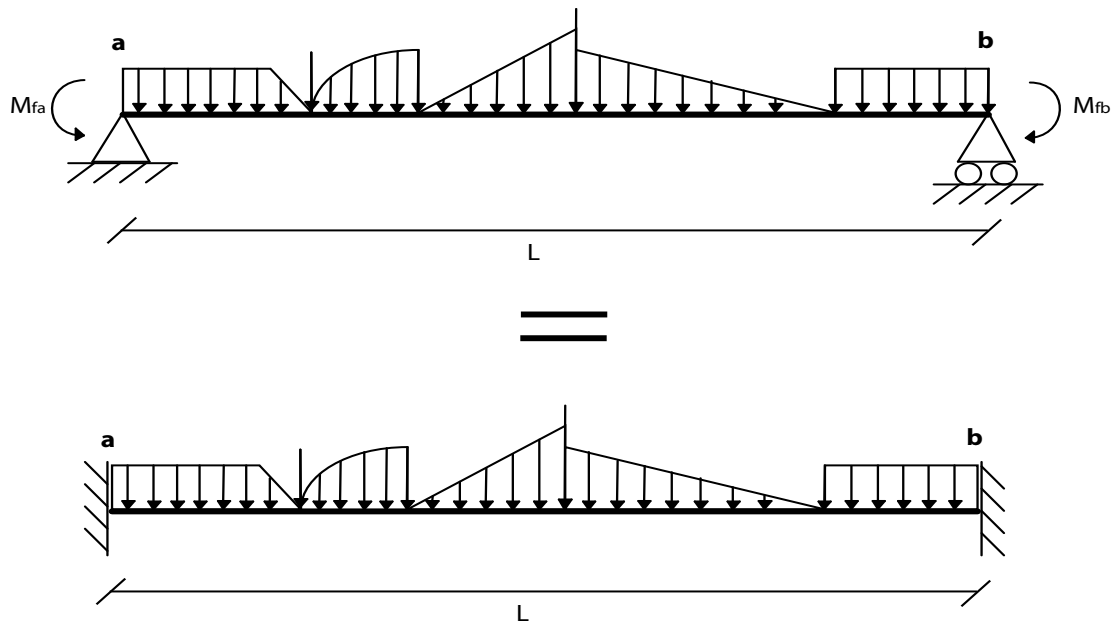
Figura 1.2 Ejemplo de viga con carga arbitraria.

Al analizar la manera en que se deforma la viga  $\overline{ab}$  ante las cargas propuestas podemos encontrar las rotaciones en los extremos  $\theta_a$  y  $\theta_b$ , como se muestra en la figura 1.3.



*Figura 1.3 Diagrama de deformación de la viga  $\overline{ab}$  y detalles de las rotaciones en los extremos  $\theta_a$  y  $\theta_b$ .*

Por otro lado, cuando los momentos  $M_a$  y  $M_b$  son iguales a los necesarios para mantener las rotaciones en los extremos de la viga iguales a cero, se denominan  $M_{fa}$  y  $M_{fb}$ , que corresponden a los momentos en condiciones de empotramiento, en la figura 1.4 se muestra la equivalencia.



*Figura 1.4 Equivalencia entre la viga  $\overline{ab}$  con los momentos  $M_{fa}$  y  $M_{fb}$  aplicados en los extremos y la misma viga con los extremos empotrados.*



Tomando las rotaciones en los extremos  $\theta_a$  y  $\theta_b$  como variables, se puede mediante equilibrio, obtener un sistema de dos ecuaciones que relacionan las rotaciones en los extremos con los momentos  $M_a$  y  $M_b$ .

$$M_a = M_{fa} + \frac{4EI}{L}\theta_a + \frac{2EI}{L}\theta_b \quad (1.1a)$$

$$M_b = M_{fb} + \frac{2EI}{L}\theta_a + \frac{4EI}{L}\theta_b \quad (1.1b)$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones para  $\theta_a$  y  $\theta_b$  se obtiene

$$\frac{6EI}{L}\theta_a = 2\left(M_a - M_{fa}\right) - \left(M_b - M_{fb}\right) \quad (1.2a)$$

$$\frac{6EI}{L}\theta_b = -\left(M_a - M_{fa}\right) + 2\left(M_b - M_{fb}\right) \quad (1.2b)$$

al sustraer la ecuación 1.2b de la ecuación 1.2a obtenemos

$$\frac{6EI}{L}(\theta_a - \theta_b) = 3\left(M_a - M_b\right) - 3\left(M_{fa} - M_{fb}\right) \quad (1.3)$$

si consideramos una carga simétrica entonces

$$M_b = -M_a \quad \theta_b = -\theta_a \quad M_{fb} = -M_{fa} \quad (1.4)$$

al sustituir las igualdades de 1.4 en la ecuación 1.3 tenemos

$$\frac{2EI}{L}\theta_a = M_a - M_{fa} \quad (1.5)$$

y al despejar  $M_a$  de la ecuación 1.5

$$M_a = M_{fa} + \frac{2EI}{L} \theta_a \quad (1.6)$$

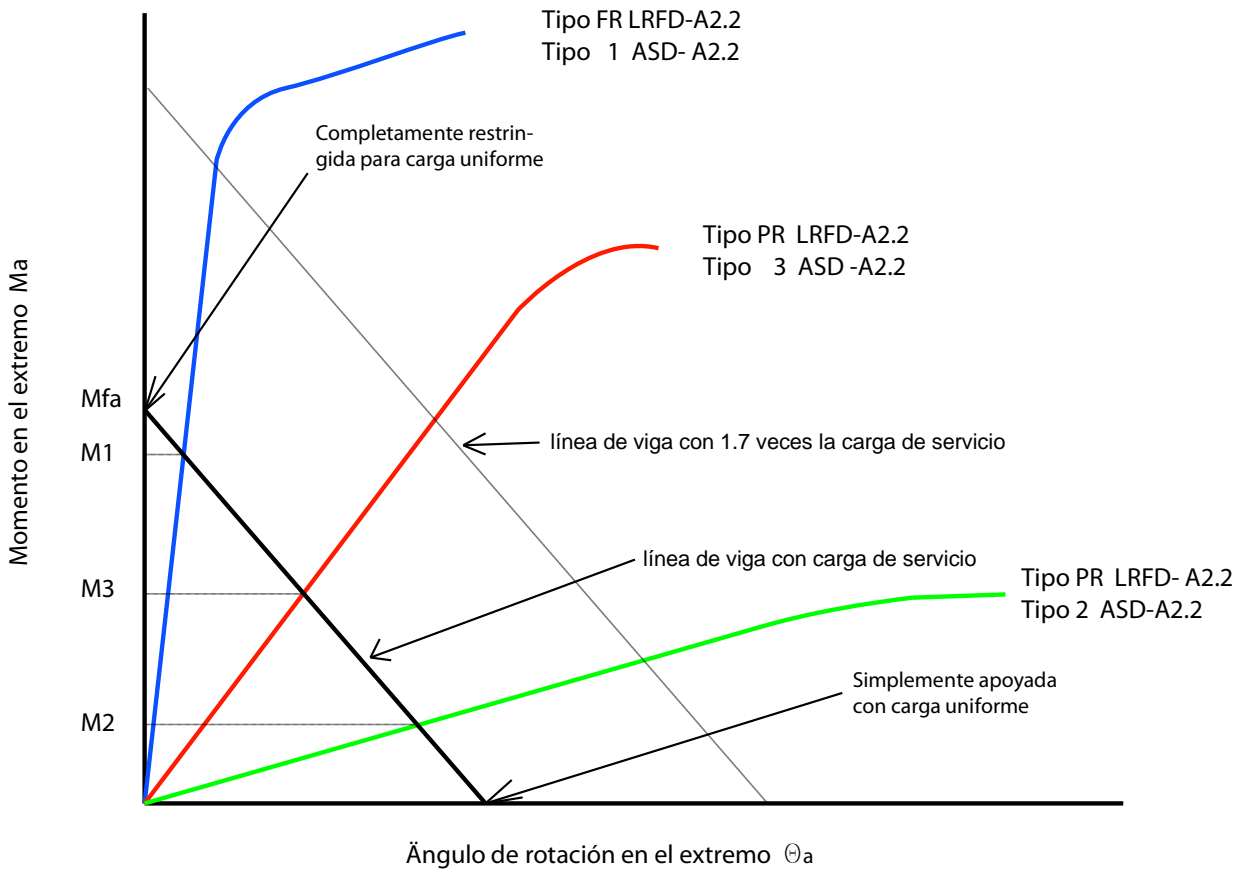
que puede ser llamada *ecuación de la línea de viga*, donde  $\theta_a=0$ , es la condición de empotramiento perfecto; de igual manera al tomar  $M_a=0$  la rotación en el extremo de la viga es:

$$\theta_a = -\frac{M_{fa}}{\left(\frac{2EI}{L}\right)} \quad (1.7)$$

La representación grafica de estas ecuaciones se muestra en la figura 1.5, la cual muestra la *línea de viga* y el comportamiento momento-rotación de las conexiones FR y PR definidas en los manuales ASD y LRFD del AISC (1992). La conexión FR típica es capaz de desarrollar un momento  $M_1$  igual ó mayor al 90% del momento de empotramiento  $M_{fa}$ . Una conexión simple sólo puede desarrollar un momento  $M_2$  igual ó menor al 20% de  $M_{fa}$ , mientras que una conexión PR es capaz de desarrollar un momento  $M_3$  mayor al 20% de  $M_{fa}$  pero menor al 90%. En los comentarios del AISC (1992) se identifican los tres tipos de conexión (FR, PR y Conexión Simple) por su rigidez rotacional ( $K_s$ ) que se define como:

$$K_s = \frac{M_s}{\theta_s} \quad (1.8)$$

Donde  $M_s$  y  $\theta_s$  son el momento y la rotación, respectivamente, ante cargas de servicio.



*Figura 1.5 Línea de viga y características momento-rotación de los tipos de conexiones FR y PR.*

Los niveles de rigidez rotacional ( $K_s$ ), que definen los límites para la clasificación de las conexiones, son:

- a)  $K_s < 2EI/L$  para conexiones simples
- b)  $K_s > 20EI/L$  para conexiones tipo FR
- c)  $2EI/L \leq K_s \leq 20EI/L$  Para conexiones tipo PR

Esta forma de representar los límites para los tipos de conexiones es una de las más usadas, pero existen otras similares que establecen límites entre las conexiones completamente restringidas, parcialmente restringidas y conexiones flexibles basados en resistencias y rigideces relativas, entre la conexión y la viga que conecta. Analizando estos límites

encontramos que tienen pequeñas variaciones con respecto a la grafica de *línea de viga*, y se puede apreciar, al comparar con la grafica de resistencia y rigidez relativas de la figura 1.6.

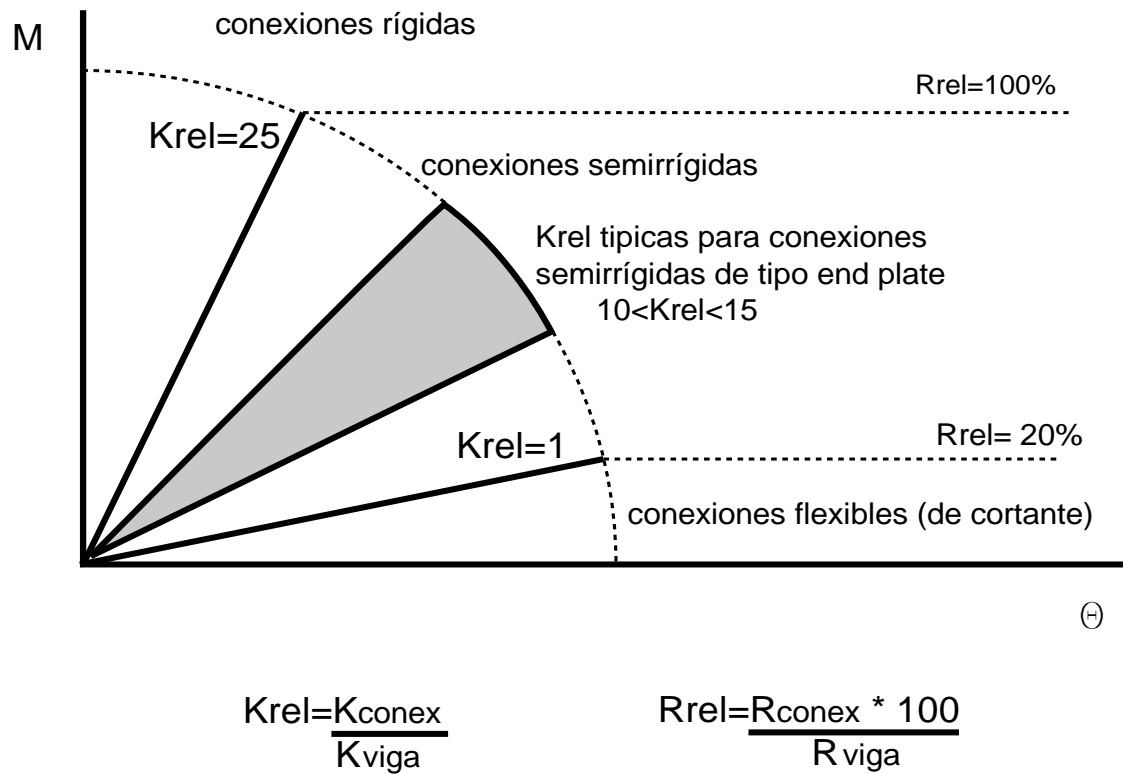


Figura 1.6 Clasificación de conexiones por su resistencia y rigidez relativas

Donde:

$K_{conex}$  es la rigidez rotacional de la conexión.

$K_{viga}$  se define como el factor de rigidez de la viga  $EI/L$ .

$K_{rel}$  es la rigidez relativa de la conexión, adimensional.

$R_{conex}$  es la resistencia a momento de la conexión.

$R_{viga}$  es la resistencia a flexión de la viga.

$R_{rel}$  es la resistencia relativa de la conexión en porcentaje.

Tomando como base los parámetros anteriores, y para fines del desarrollo de este trabajo, se establecen tres tipos de conexiones: rígidas, semirrígidas y de cortante

### 1.2.3 Modelos analíticos de las conexiones.

Con el fin de predecir el comportamiento de las conexiones, varios investigadores han propuesto modelos analíticos que representan las propiedades mecánicas de los elementos que componen una conexión, y que pueden darnos una aproximación de su comportamiento; determinar el comportamiento de las conexiones mediante el uso de modelos paramétricos, sistemas equivalentes o simulaciones son métodos usados comúnmente, y se adoptan considerando alcances, nivel de complejidad y los recursos disponibles. A continuación se discuten los siguientes modelos:

#### 1.2.3.1 Modelos con resortes equivalentes.

Este método considera que la capacidad de una conexión está gobernada por el más débil de sus elementos, cuando el componente débil alcanza su resistencia última la resistencia de la conexión también es alcanzada. Este enfoque es correcto desde el punto de vista de los componentes, sin embargo pruebas experimentales y simulaciones con Elementos Finitos han demostrado que las conexiones tienen una capacidad mayor, debido a la redistribución de fuerzas entre las diferentes partes que la componen, es decir, que en este modelo el componente crítico contribuye a la capacidad de rotación de la conexión hasta que alcanza su máximo, y los otros componentes solo contribuyen hasta el mismo nivel de carga. Esto implica que otro factor importante es la rigidez de cada componente y especialmente la diferencia relativa entre las rigideces de los componentes.

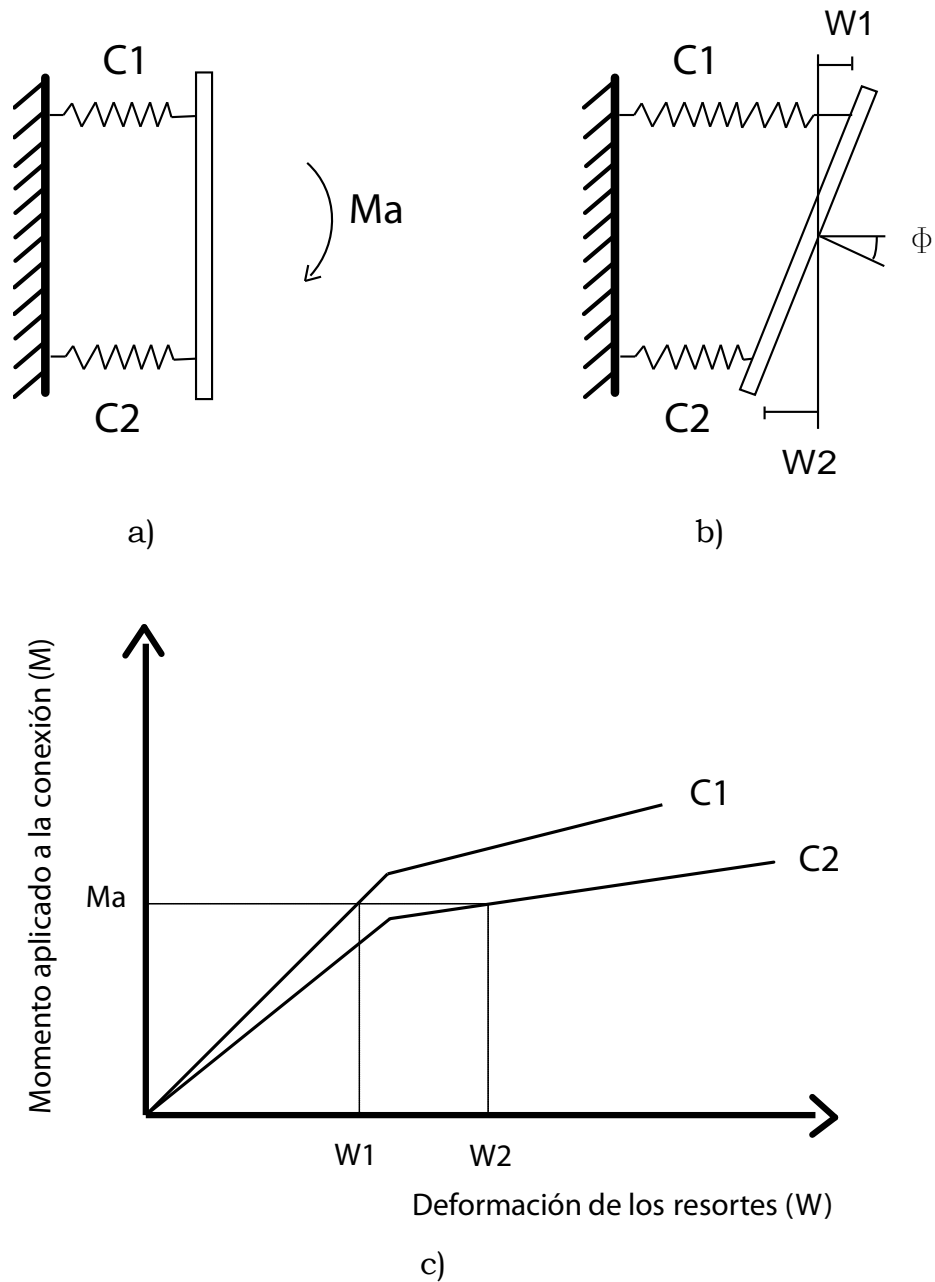


Figura 1.7 Modelo de conexión con dos resortes.

Donde:

$C1, C2 =$  resortes que representan las propiedades de la conexión.

$Ma =$  momento aplicado.

$W1, W2 =$  deformaciones de los resortes.

$\Phi =$  rotación de la conexión.

La figura 1.7a muestra un modelo de conexión usando dos resortes acoplados por una barra infinitamente rígida, a la cual, se le aplica un momento  $M_a$ . Mediante equilibrio se calculan las deformaciones de los resortes y la rotación de la conexión (fig. 1.7b). En la figura 1.7c observamos una representación bilineal de las propiedades de los resortes y las deformaciones ante el momento aplicado.

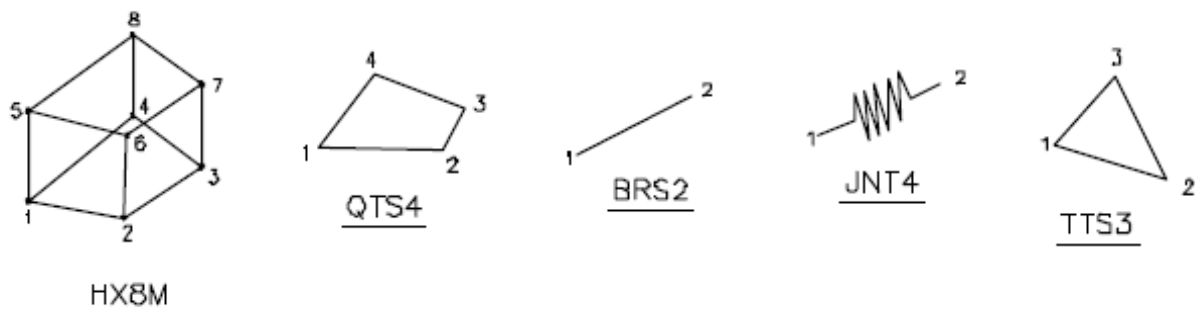
El uso de este método proporciona una manera fácil de determinar la capacidad de rotación de conexiones sencillas. Una aproximación bilineal de las características mecánicas de los elementos proporciona una buena estimación de la rotación total de la conexión, pero al incrementarse la cantidad de componentes que intervienen en la conexión surgen modelos más complejos, en los que la ubicación espacial interviene de manera definitiva al modificar la rigidez geométrica de elementos, que individualmente cuentan con las mismas características mecánicas, además se debe tener en cuenta que los valores reales del esfuerzo de fluencia y el esfuerzo último del material, son mayores a los valores nominales entre un 20% y 30%, dependiendo del fabricante y el tipo de acero.

#### 1.2.3.2 Modelo de Elementos Finitos.

El análisis preciso de una conexión es difícil de obtener por la gran cantidad de componentes y el correspondiente comportamiento no-lineal. Todos y cada uno de los elementos que intervienen en la conexión interactúan con los demás y podrían determinar el punto de falla en la conexión. Es por esto que el método de análisis más preciso es la fabricación de conexiones escala uno a uno, y someterlas a pruebas de carga hasta llevarlas a la falla. Pero esto representa una elevada inversión en tiempo y dinero, además de que sólo se obtienen datos de las zonas en las que se colocan los dispositivos de medición correspondientes. Datos

los avances en capacidad y velocidad de procesamiento de los equipos de cómputo se ha optado por realizar análisis de elementos finitos tridimensionales con materiales no lineales. A pesar de que los actuales programas de análisis con elemento finito ofrecen una interfaz grafica que facilita la creación de modelos es preferible realizar modelos sencillos. Esta recomendación obedece a que los modelos de análisis de elemento finito ofrecen una gran cantidad de información de salida, sin que el usuario este completamente seguro de si las características del modelo representan de manera adecuada al elemento físico en estudio.

La mayoría de los programas de análisis mediante elemento finito cuentan con varios tipos de elementos para el modelado.



*Figura 1.8 Tipos de elementos finitos*

La figura 1.8 muestra algunos tipos de elementos finitos. Los elementos tipo HX8M son sólidos tridimensionales hexaédricos comprendidos entre 8 nodos con 3 grados de libertad cada uno, QTS4 y TTS3 se definen como elementos planos delimitados por 4 o 3 nodos con 5 grados de libertad por nodo, que regularmente se utilizan para representar sólidos, cuyo espesor es muy pequeño en comparación con sus otras dimensiones o elementos secundarios de espesor pequeño. BRS2 son elementos barra tridimensionales definidos por dos nodos con 3 grados de libertad, y los JNT4 son elementos barra no lineales sensibles al contacto, es decir que cuentan con características diferentes ante condiciones de deformación



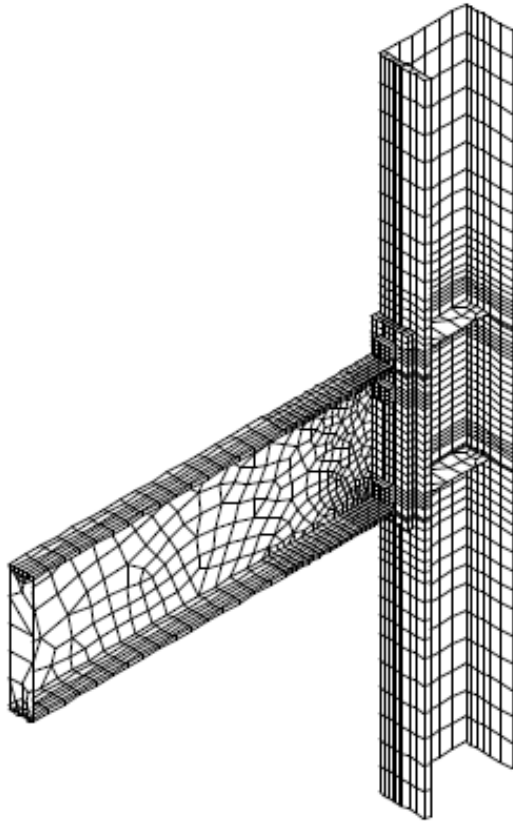
diferentes, y son usados en la interface entre elementos del modelo que no pertenecen al mismo *sólido* y que, dependiendo de las condiciones de carga, pueden representar separaciones entre superficies de contacto, además de los ya mencionados existen varios tipos de elementos que fueron desarrollados, para representar de manera más precisa el comportamiento de piezas sometidas a cargas.

Butterworth (1999) presenta un estudio en el que realiza el modelo de una conexión de placa de extremo, y compara los resultados obtenidos con pruebas de laboratorio llevadas a cabo en especímenes de tamaño natural, Butterworth obtuvo una alta correlación entre los resultados experimentales y los del modelo. La figura 1.9 presenta algunas imágenes del modelo empleado en el estudio, como se puede apreciar se consideró la simetría de los elementos y las cargas para realizar una simplificación del modelo, de manera que solo se representa la mitad de los elementos y, se asume que la mitad complementaria tiene el mismo comportamiento, por lo que el modelo final requiere de una menor capacidad de computo, tanto en recursos de hardware como en tiempo para realizar la simulación. Otras características que se pueden apreciar son:

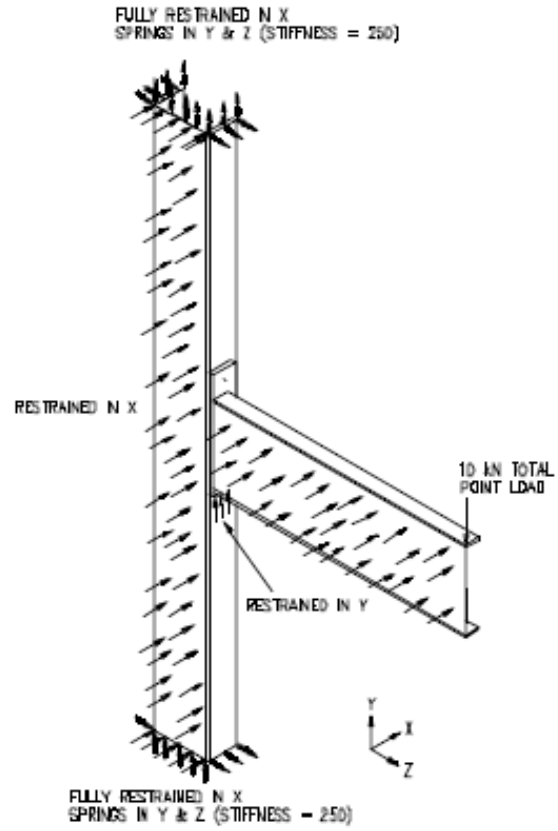
- a) La discretización de la malla, que es más cerrada en las zonas de mayor interés.

- b) Las condiciones de frontera para cumplir con la consideración de simetría, con la parte complementaria de los elementos.

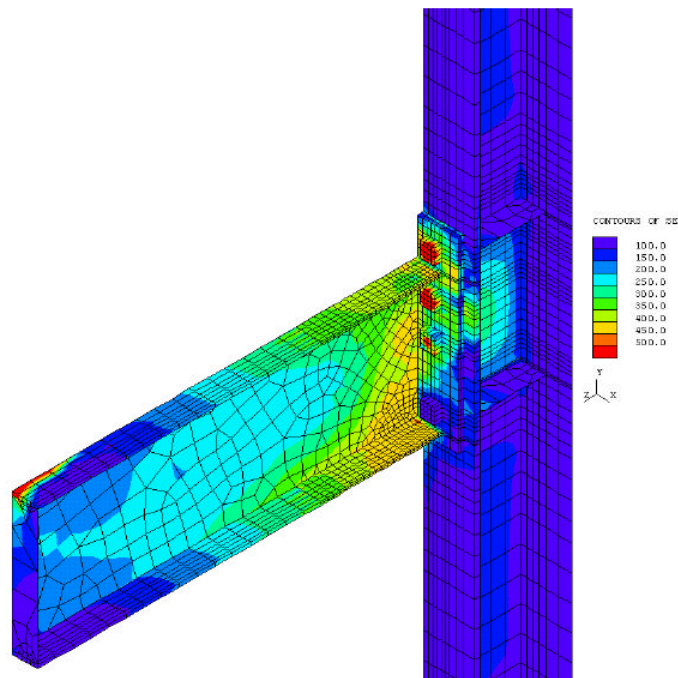
- c) Los contornos de esfuerzo de Von Mises ante una carga puntual que se obtienen en el modelo.



a) Mallado



b) Condiciones de frontera



c) Contornos de esfuerzo de Von Mises

Figura 1.9 Modelo de conexión en elementos finitos

#### 1.2.4 Curvas Momento-Rotación para conexiones de placa de extremo.

Si bien analizar conexiones mediante elementos finitos da mucha precisión y se obtienen una gran cantidad de datos, la desventaja principal es que toma una gran cantidad de tiempo realizar un modelo, además, consume muchos recursos de cómputo y muchas veces se vuelve complicado analizar toda la información, por otro lado almacenar las relaciones momento curvatura para todas las conexiones practicas, representa un problema por la gran cantidad de datos, una solución que han presentado varios autores es establecer funciones estandarizadas para cada tipo de conexión, basadas en parámetros geométricos. Una de las formulaciones más usadas es la que presentan Sherbourne y Bahaari (1997) que describe la curva momento rotación para conexiones de placa de extremo, utilizando un modelo de cuatro parámetros potenciados llamado modelo de Richard-Abbott. Otro de los planteamientos matemáticos es el de Ramberg-Osgood (1943), que representa la rotación en términos de Momentos mediante la siguiente fórmula:

$$\frac{\theta}{\theta_0} = \frac{M}{M_0} + \left( \frac{M}{M_0} \right)^n \quad (1.9)$$

Donde:

$M_0$ = Momento de referencia.

$\theta_0$ = Rotación de referencia.

$M$ = Momento aplicado a la conexión.

$\theta$ = Giro debido al momento aplicado.

$n$ = Factor de forma de la ecuación.

Este modelo fue ampliamente usado por Chen (1995) y sus colaboradores para describir la relación momento curvatura, y es más fácil de construir, porque solo cuenta con tres parámetros, pero los resultados en la literatura indican que este modelo tiene un mejor ajuste para conexiones de placa de extremo recortada con doble ángulo en el alma, aun así presenta buenos resultados cuando se usa en conexiones de placa de extremo extendida.

#### 1.2.5 Evaluación estadística de la capacidad de rotación de conexiones.

Una de las características más importantes en una conexión es su capacidad de rotación, numerosos estudios han realizado pruebas experimentales en especímenes de laboratorio a escala 1:1 [p.e. Butterworth (1999), Summer *y otros* (2002), Dunai *y otros* (2004) y Gómez-Bernal *y otros* (2007)], otros tantos han usado métodos estadísticos para determinar la relación entre las características de los materiales y la geometría, con la capacidad de de rotación de una conexión. Si se analiza una conexión y se simplifica, de manera que pocos componentes sean los que determinen la capacidad de rotación, es posible ver que una pequeña variación de las características físicas del material, arroja resultados con variaciones significativas, muchos de los cálculos necesarios para predecir la capacidad de rotación, utilizan el esfuerzo de fluencia o el esfuerzo de ruptura del acero, el cual tiene variaciones en sus valores reales, dependiendo del tipo de acero y del fabricante. En zonas con poca actividad sísmica, en las que una estructura demanda una capacidad de rotación menor a la que las conexiones pueden desarrollar, la variación de la capacidad calculada no influye de manera determinante en el diseño, pero en zonas de alta sismicidad, la capacidad de rotación es esencial para la disipación de la energía inducida por el sismo en la estructura, por lo

que es importante tener una adecuada estimación de la capacidad de las conexiones.

Uno de los métodos usados es el de Montecarlo, es una técnica que provee una descripción probabilística de la respuesta de una conexión, Silva y otros (2004) implementaron el método e hicieron simulaciones para conexiones tipo placa de extremo, Beg y Zupancic (2004) realizaron también cálculos para conexiones de placa de extremo, y reportaron capacidades de rotación últimas probables con valores de 0.055 radianes, para el caso en el que el patín de la columna es el elemento débil, rotaciones últimas que varían de 0.057 a 0.103 radianes para casos en los que todos los componentes tienen una resistencia similar, y rotaciones de 0.057 a 0.178 radianes para conexiones cuyos componentes tienen resistencias similares, a excepción del alma de la columna que presenta una resistencia mayor. Estos rangos de rotación se obtienen variando las características de los elementos que conforman la conexión. Los rangos obtenidos son más altos que los que generalmente se obtienen en pruebas experimentales, sin embargo los valores inferiores en la distribución probabilística, obtenidos con el método de Montecarlo, se asemejan mejor a los valores obtenidos en las pruebas experimentales.

#### 1.2.6 Comportamiento de marcos de acero ante solicitaciones sísmicas

El propósito de conocer las relaciones momento-rotación de las conexiones, es para incorporar estas propiedades en el análisis de marcos. Existen dos técnicas para representar el comportamiento inelástico en el análisis de marcos, una es el uso de articulaciones plásticas, la otra es la que utiliza zonas de plastificación, siendo la primera la más utilizada ya que requiere menor tiempo en el modelado y también menor capacidad de computo, aunque el uso de zonas plásticas es más preciso, y que dado el

avance de la tecnología en sistemas de computo y programación, es una técnica que pronto desplazará a la de articulaciones plásticas.

A partir de los sismos de México en 1985, Northridge en 1994 y Kobe en 1995, se intensificó la investigación relacionada con el comportamiento de estructuras con conexiones parcialmente restringidas debido al comportamiento de las conexiones en edificios de acero que resultaron dañados.

Gómez-Bernal y Sordo(2005) presentan un artículo en el que se analizan las demandas sísmicas de cuatro marcos rígidos sometidos a diversos acelerogramas de México además de registros de Northridge (1994), Kobe (1995) y Chile (1985) para comparar el efecto del tipo de movimiento, y como parte de esa investigación realizan modificaciones a uno de los marcos, para incluir el efecto de una serie de conexiones flexibles y realizar una comparación del comportamiento del marco ante la misma serie de excitaciones sísmicas. Valente M. (2006) presentó resultados de un estudio paramétrico de dos marcos que incorporan conexiones parcialmente restringidas.

### 1.3 Objetivos y alcances

En la actualidad los procesos de fabricación permiten una mejor precisión en las medidas de las piezas, y la elaboración de soldaduras en los talleres propicia un mejor control de calidad, del que se puede obtener al realizar soldaduras de campo y, que una vez en campo, las conexiones atornilladas requieren de menor tiempo de montaje. Últimamente se ha observado un incremento en las conexiones de tipo placa de extremo, es por ello que desde hace varios años se han realizado estudios experimentales y analíticos para determinar las propiedades características de estas conexiones. Entre los resultados cabe resaltar que las conexiones de placa

de extremo cuentan con una gama de rigideces relativas, que las colocan en el rango superior de las conexiones denominadas parcialmente restringidas ó semirrígidas.

La presente investigación tiene dos objetivos principales: el primero conocer cuál es la influencia de las conexiones semirrígidas en la respuesta de marcos de acero ante acelerogramas registrados en México, mediante la evaluación, comparación y análisis de datos obtenidos de modelos analíticos que representen el comportamiento de estos marcos, contemplando la variación de parámetros que representan la rigidez y resistencia de las conexiones, así como la ubicación o distribución de ellas en el marco. Para ello fue necesario plantear objetivos particulares que permitieron establecer un orden en el proceso de investigación y que sirvieron para valorar los avances realizados, los objetivos particulares son:

- a) Realizar una prueba experimental de una conexión de placa de extremo, para definir las características más importantes de este tipo de conexiones, entre ellas, la resistencia y la rigidez (curvas momento-rotación).
- b) Con los resultados obtenidos en la prueba experimental, complementados con otras pruebas experimentales, de conexiones de placa de extremo, definir el modelo más adecuado para el análisis.
- c) A partir de prototipos de marcos de 6 niveles, realizar análisis no-lineales con el programa DRAIN-2D, usando acelerogramas representativos de diferentes tipos de zona y de suelo, y
- d) Identificar las variaciones al considerar conexiones rígidas ó conexiones semirrígidas.

Finalmente, el segundo objetivo principal: proponer recomendaciones que puedan ayudar a la elaboración de diseños estructurales más eficientes y seguros ya que, aunque los programas de diseño comerciales cuentan con las herramientas para asignar resortes que representen la rigidez de la conexión, estos no son comúnmente utilizados en los diseños convencionales.

El contenido restante de este trabajo está dividido en cinco capítulos. En el capítulo 2 se revisa el comportamiento de conexiones de acero con placa de extremo, se muestra el proceso para diseñar y realizar una prueba experimental y se exponen los resultados obtenidos en esta prueba.

El capítulo 3 muestra las consideraciones y el proceso de diseño, de una conexión de placa de extremo extendida, siguiendo los procedimientos propuestos en el AISC-358 (2005), se muestra el procedimiento para calcular relación momento-rotación de este tipo de conexiones.

En el capítulo 4 se muestran las características del modelo de un marco de acero de dos niveles, y los resultados obtenidos al someter el marco a análisis dinámicos, se muestran también las características de los modelos, de un marco de seis niveles, con conexiones de rigidez variable y de los acelerogramas empleados.

En el capítulo 5 se presentan los resultados obtenidos de los análisis dinámicos realizados, en este capítulo se revisan las tendencias de comportamiento de los modelos ante la variación de la rigidez de las conexiones.

En el capítulo 6 se presentan las conclusiones y recomendaciones de diseño, derivadas de esta investigación.



**CAPÍTULO 2**  
**COMPORTAMIENTO**  
**EXPERIMENTAL DE**  
**CONEXIONES DE ACERO**  
**CON PLACA DE EXTREMO**



## 2. Comportamiento experimental de conexiones de acero con placa de extremo.

La necesidad de predecir el comportamiento de las conexiones para poder determinar datos, como la capacidad de rotación, ha llevado a que numerosos investigadores desarrollen expresiones matemáticas que representen dicho comportamiento, estas expresiones requieren de datos reales con los que se puedan comparar los resultados, para determinar que tan precisas son las expresiones y en qué intervalos se pueden emplear. Esto permite afirmar que los métodos analíticos y los experimentales tienen una fuerte dependencia entre sí, ya que es inútil proponer expresiones que definan un comportamiento, sin que existan mediciones reales, con las que se puedan comparar y hacer los ajustes necesarios para que esas expresiones se acerquen más a los comportamientos reales. Por otro lado el efectuar pruebas, sin una base teórica, resulta en una serie de datos que pueden ser complejos de analizar.

Por lo tanto, es necesario realizar estudios analíticos profundos sobre el comportamiento de conexiones, así como llevar a cabo pruebas experimentales de las uniones viga-columna bajo carga cíclica con la finalidad de entender mejor el fenómeno que se produce, cuando los marcos de acero diseñados en México se someten a la acción del movimiento del terreno, y de esta manera establecer criterios y recomendaciones para el diseño de Estructuras de Acero en nuestro país.

### 2.1 Comportamiento experimental de conexiones de placa de extremo extendida.

Es muy amplio el tipo de conexiones de acero que pueden utilizarse para lograr una conexión rígida. Una de ellas es la placa de extremo extendida

como la que se muestra en la figura 2.1a. El amplio uso y gran popularidad de las conexiones de placa de extremo se debe básicamente a la simplicidad y economía que brinda su diseño, fabricación y montaje. Es decir, estas conexiones tienen la ventaja de que requieren menos supervisión y menos tiempo en el montaje que las conexiones totalmente soldadas; y se pueden utilizar para lograr un comportamiento rígido de la conexión. Sin embargo, es necesario conocer en detalle las características del comportamiento ante cargas cíclicas: resistencia, ductilidad, y rigidez, porque éstas variarán con el detallado de la conexión y con las características del marco.

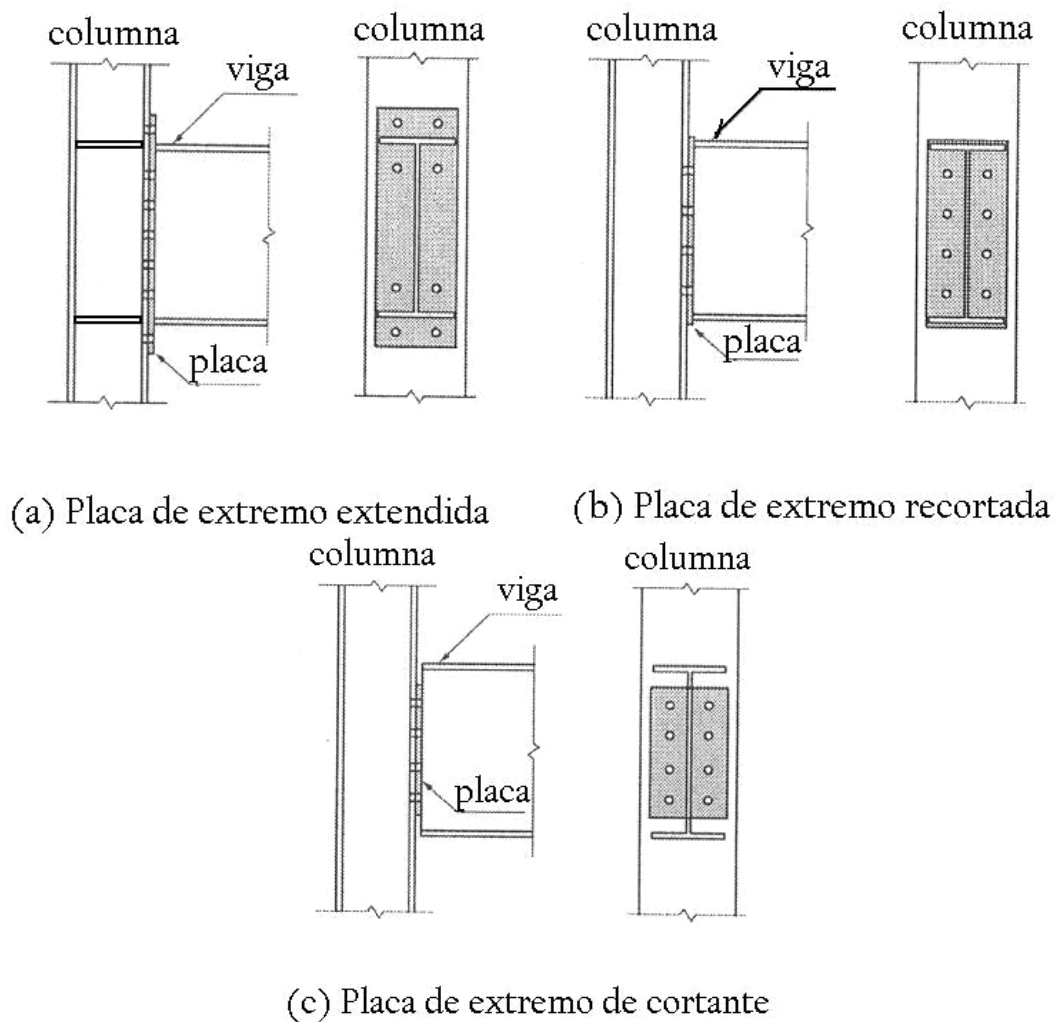


Figura 2.1. Tipos de conexiones de acero que consideran placa en el extremo de la viga.

Los estados límite que controlan el comportamiento de la conexión de placa de extremo son varios:

- Falla por tensión de los tornillos de la placa.
- Falla por cortante de los tornillos de la placa.
- Fluencia por flexión de las placas de extremo.
- Fluencia por tensión de la zona de panel.
- Fallas de las soldaduras de la placa a la viga.

La conexión de placa de extremo, se ha utilizado de manera amplia en edificios de acero desde hace más de cuatro décadas. Desde entonces ha existido interés por conocer el comportamiento y capacidad de estas conexiones, para lo cual se han llevado a cabo programas experimentales como los de Beedle y Christopher (1964) y Krishnamurthy (1978). Esta conexión fue resultado de la evolución natural de la conexión de momento con placas T estudiada por Griffiths (1984).

Recientemente se han realizado estudios experimentales sobre el comportamiento de placas de extremo bajo carga monotónica. Kukreti y otros (1990), Aggarwal (1994), Bose (1998), Adey y otros (2000), Dubina y otros (2000), Summer y Murray (2002) y Bing y otros (2006) son algunos de los investigadores que han realizado estudios con diferentes enfoques, algunos de ellos se concentran en el efecto de palanca, otros en la placa de extremo, o bien sobre el espesor del alma de la columna y su efecto en la conexión, sobre la influencia de los atiesadores, el efecto del tipo de carga, la influencia del sistema de piso en la demanda de la conexión.

Las pruebas para determinar parámetros de diseño son una de las razones por las que se han llevado a cabo diversos programas experimentales en universidades alrededor del mundo; en el Laboratorio de Estructuras de la

Universidad Autónoma Metropolitana se han realizado una serie de pruebas, dentro de un programa experimental establecido como parte de los proyectos de investigación de la universidad. El programa comprendió dos etapas:

1. Estudiar el comportamiento de conexiones con placa de extremo extendida.
2. Estudiar conexiones rígidas y semirrígidas, soldadas y atornilladas con columnas rectangulares.

Todo esto con el objeto de definir la capacidad y las características momento-curvatura, y poder analizar cómo estas conexiones pueden ser diseñadas para satisfacer los requerimientos de resistencia, rigidez y ductilidad que pueden demandar los marcos rígidos resistentes a momento diseñados en México.

En la primera etapa, en la que se ensayó una conexión de placa de extremo extendida, y que es motivo de estudio de esta tesis, se contó con la colaboración del Instituto Mexicano de la Construcción de Acero (IMCA).

La conexión ensayada en este programa experimental se muestra en la figura 2.2, y en la tabla 2.1 se muestran los perfiles, placas y tornillos usados en su fabricación. Para identificar el espécimen se le denominó como CS1 para indicar que las cargas aplicadas son simétricas (CS) con respecto del eje de la columna.

*Tabla 2.1 Elementos que forman el espécimen propuesto en la primera etapa del programa experimental.*

Espécimen	Tipo	Viga	Columna	Placa de extremo	Espesor de atiesador	Tornillos
CS1	Con atiesadores en columna y atiesadores en placa de extremo	W16X26 acero	W12X40 acero	$t_{pl}=19\text{mm}$ acero A36	$t_a=13\text{mm}$ acero A-36	7/8" A325



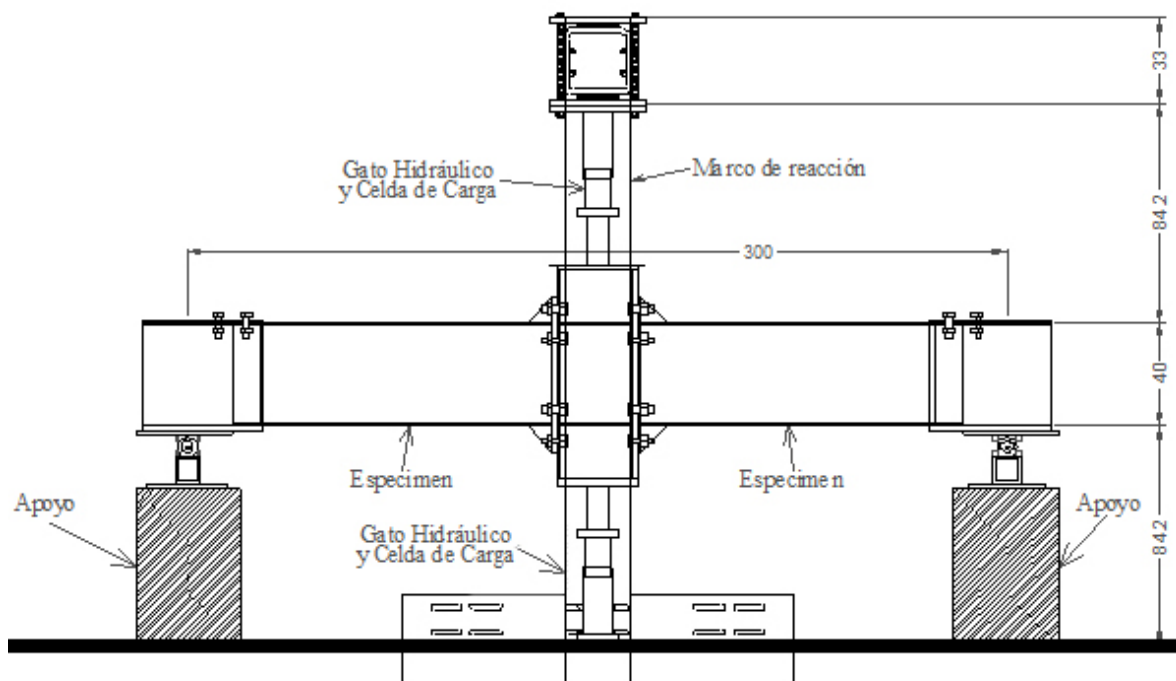
*Fig. 2.2 Especimen CS1 de placa de extremo extendida con atiesadores en columna y placa extendida.*

#### 2.1.1. Características generales de la prueba experimental.

Para el desarrollo de la prueba se consideraron el tipo y características de la conexión, los dispositivos de carga disponibles, los sistemas para

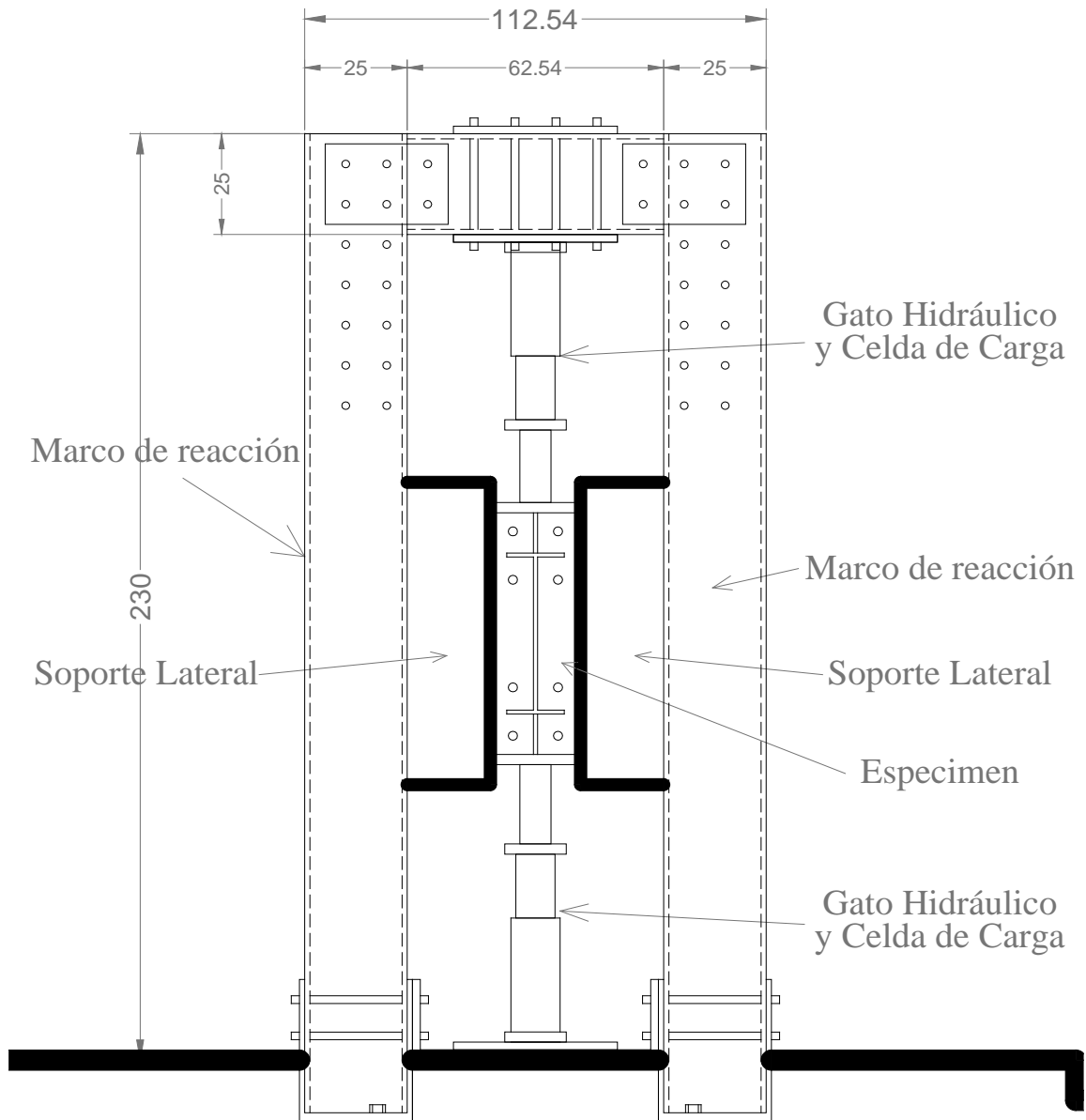
adquisición de datos y la cantidad y tipo de datos registrados. Una vez considerados estos factores se realizó un diseño de la prueba experimental, para determinar la ubicación de los instrumentos de medición, así como el sistema, velocidad y ciclos de aplicación de las cargas.

La figura 2.3 muestra el corte longitudinal del marco de reacción, el dispositivo de carga y el espécimen CS1, así como la distancia entre apoyos. La figura 2.4 es un corte lateral del marco de carga en el que destaca la colocación de soportes laterales, que restringen los desplazamientos del espécimen fuera del plano de aplicación de las cargas.



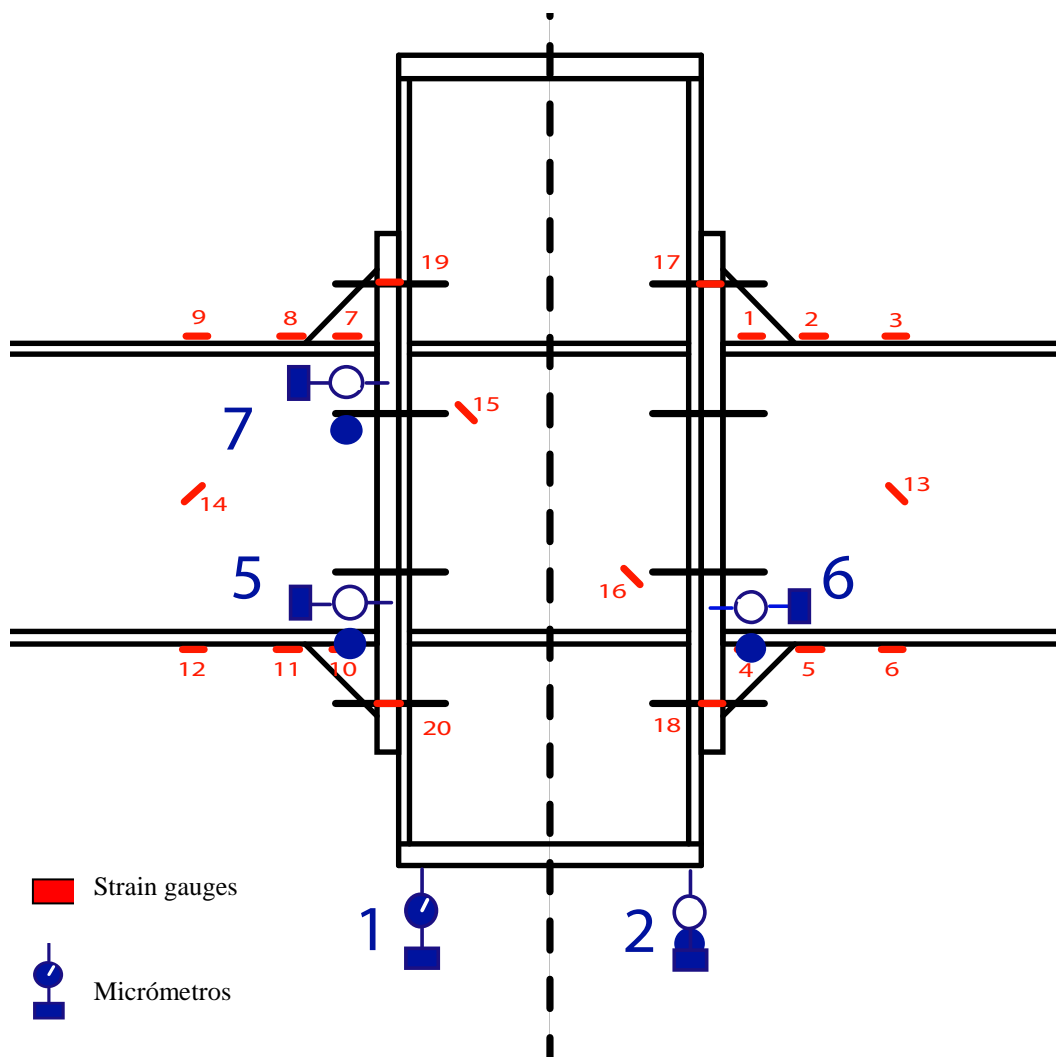
*Fig. 2.3 Cortes del dispositivo de prueba y el espécimen CS1 de placa de extremo*





*Fig. 2.4 Cortes del dispositivo de prueba y el espécimen CS1 de placa de extremo.*

La figura 2.5 muestra un esquema de la instrumentación del espécimen con 20 strain gauges (identificados en color rojo) y 7 micrómetros (en color azul), todos ellos dispuestos de manera simétrica tanto en el eje de la viga como en el de la columna.



*Figura 2.5 Esquema de instrumentación en el nudo del espécimen.*

La tabla 2.2 se presenta la ubicación de los strain gauges colocados en las piezas que conforman al espécimen CS1, se indica la distancia del centro del strain gauge al borde interior de la placa de extremo, se colocaron en la proyección del eje de simetría, y en caso de que no fuera posible se ubicaron lo más cerca posible de esta proyección; en la tabla 2.3 se indican las ubicaciones de los micrómetros.

*Tabla 2.2 Ubicación general de los strain gauges.*

No de SG	Ubicación general	Distancia de la placa de extremo	Notas
1	Patín superior derecho	7.5 cm.	Fuera del eje de la viga
2		15 cm.	
3		30 cm.	
4	Patín inferior derecho	7.5 cm.	Fuera del eje de la viga
5		15 cm.	
6		30 cm.	
7	Patín superior izquierdo	7.5 cm.	Fuera del eje de la viga
8		15 cm.	
9		30 cm.	
10	Patín inferior izquierdo	7.5 cm.	Fuera del eje de la viga
11		15 cm.	
12		30 cm.	
13	Centro del alma derecha	15 cm.	Colocado a 45°
14	Centro del alma izquierda	15 cm.	Colocado a 45°
15	Zona de panel de columna	5 cm. del patín	Colocado sobre la línea que une esquinas opuestas del panel
16		5 cm. del patín	
17	Tornillo superior derecho	***	
18	Tornillo inferior derecho	***	
19	Tornillo superior izquierdo	***	
20	Tornillo inferior izquierdo	***	

Los desplazamientos principales del espécimen se registraron con los micrómetros 1 y 2 que se ubicaron en la base de la sección que representa a la columna y se usaron para la determinación directa de la rotación plástica de la conexión.

*Tabla 2.3 Ubicación de los micrómetros*

<b>No. De micrómetro</b>	<b>Ubicación general</b>	<b>Notas</b>
1	Parte inferior izquierda del tramo de columna, en la placa que funciona como tapa	Control de desplazamiento monitoreado durante la prueba
2	Parte inferior derecha del tramo de columna, en la placa que funciona como tapa	
3	Centro del claro de la viga del lado izquierdo	
4	Centro del claro de la viga del lado derecho	
5	Placa de extremo de la viga izquierda en línea con el atiesador inferior de la columna	Los apoyos de estos micrómetros se ubicaron en la columna
6	Placa de extremo de la viga derecha en línea con el atiesador inferior de la columna	
7	Placa de extremo de la viga izquierda en línea con el atiesador superior de la columna	

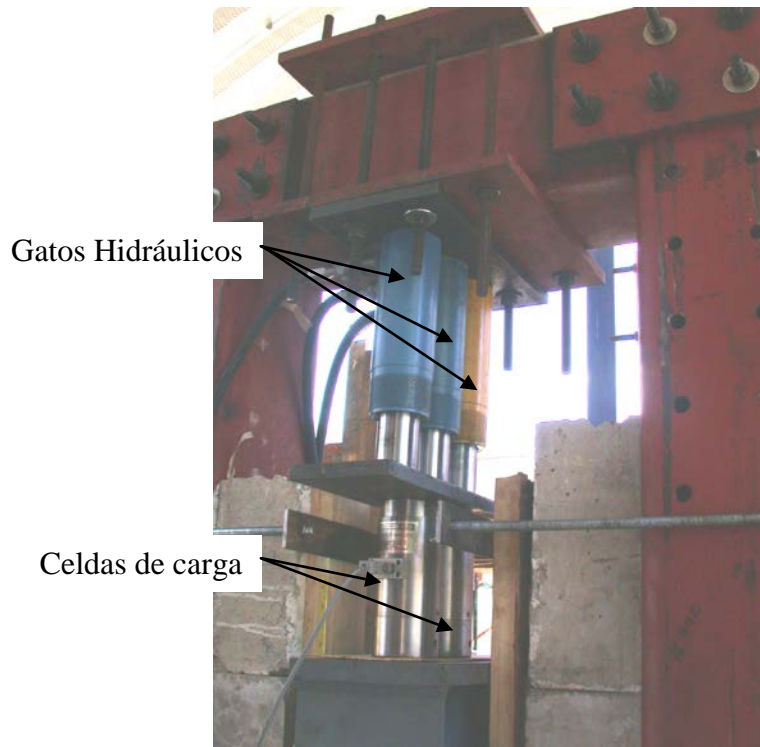
En la prueba se evitó que la parte central del espécimen se desplazara fuera del plano, por efecto de excentricidad en los puntos de aplicación de la carga, colocando un sistema de rieles en ambos lados del tramo de columna, que restringen el movimiento y la rotación fuera del plano en el que se realiza la prueba. Las figuras 2.4 y 2.6 muestran una vista lateral del espécimen en el marco de carga y el sistema de rieles usado para restringir los desplazamientos fuera del plano de aplicación de la carga.

El espécimen se fabricó en un taller comercial afiliado al IMCA, utilizaron los procedimientos más comunes en la práctica. En las instalaciones del Laboratorio de Estructuras de la UAM se completó la fabricación con los ajustes necesarios en los extremos de las vigas para poder montarlos en el sistema de apoyo del dispositivo de prueba.

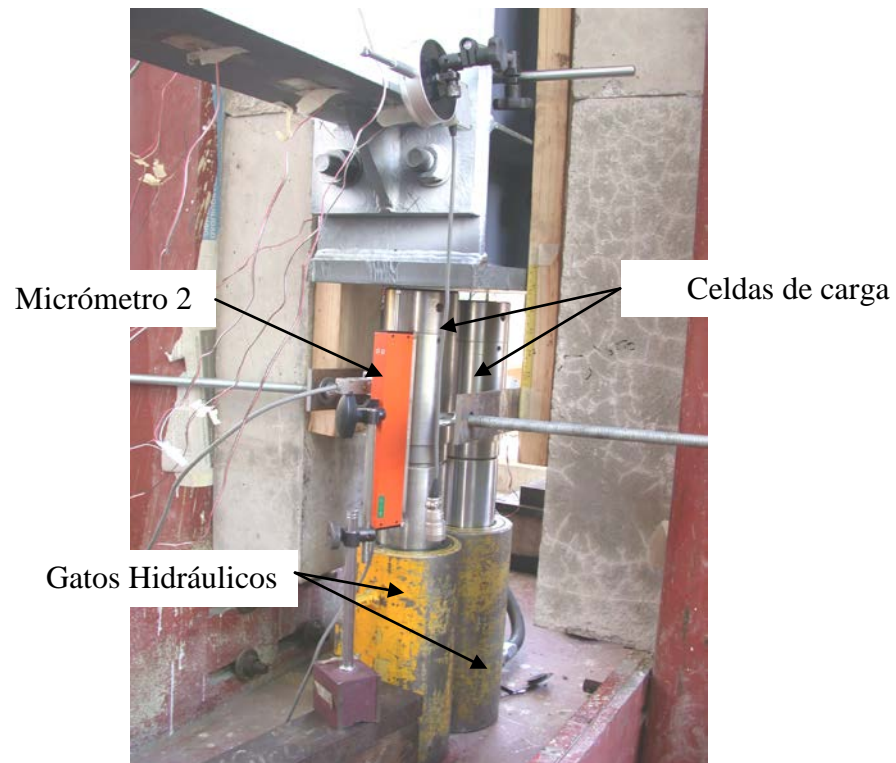


*Figura 2.6 Vista lateral del espécimen en el marco de carga.*

En la figura 2.7a se muestra el sistema conformado por los gatos hidráulicos (en azul y amarillo) que se emplearon para ejercer las fuerzas en el sentido de la gravedad, y las celdas de carga que registraron la magnitud de las fuerzas aplicadas, en la figura 2.7b se muestra el arreglo de gatos hidráulicos (en color amarillo) y las celdas de carga colocadas en la parte inferior de la sección del tramo de columna además en color naranja se encuentra uno de los micrómetros empleados para medir los desplazamientos que sirvieron como control en la prueba.



*a) Sistema en la parte superior del espécimen.*



*b) Sistema en la parte inferior del espécimen.*

*Figura 2.7 Sistema de carga y medición de la fuerza aplicada.*

### 2.1.2. Predicción analítica del comportamiento del espécimen

Es necesario contar con una estimación del comportamiento de la conexión para determinar las zonas críticas durante la prueba y para determinar los parámetros de aplicación de la carga, para predecir el comportamiento de la conexión se utilizaron ecuaciones que predicen el comportamiento y resistencia de la conexión y sus componentes. Se revisaron las resistencias de los elementos que integran la conexión, para determinar el momento máximo esperado; se calculó el momento para el diseño, Coons (1999) propone la siguiente ecuación:

$$M_{pe} = R_y Z_x \left( \frac{F_y + F_u}{2} \right) \quad (2.1)$$

donde

$M_{pe}$  = Momento plástico esperado.

$R_y$  = Factor de sobre-resistencia del acero.

$Z_x$  = Modulo de sección plástico.

$F_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero.

$F_u$  = Esfuerzo último del acero.

Donde  $R_y = 1.1$  para acero grado 50, que es considerada como una estimación conservadora cuando se aplican cargas cíclicas. El mismo criterio aparece en el AISC-358 (2005) donde se limita el promedio de los esfuerzos de fluencia y ultimo a 1.2 mediante el uso del factor  $C_{pr}$  en la ecuación:

$$M_{pe} = C_{pr} R_y F_y Z_x \quad (2.2)$$

cuando

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2 \quad (2.3)$$

Donde:

$M_{pe}$  = Momento plástico esperado.

$R_y$  = Factor de sobre-resistencia del acero.

$Z_x$  = Modulo de sección plástico.

$F_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero.

$F_u$  = Esfuerzo último del acero.

$C_{pr}$  = Factor de resistencia máxima de la conexión.

Al sustituir los valores en las ecuaciones (2.1), (2.2) y (2.3) se obtuvo un valor para el momento de  **$M_{pe}=33 \text{ Ton-m}$** . Este valor fue mayor al valor obtenido con la expresión de las NTC (2005), que se utiliza para calcular el momento mínimo que debe de ser capaz de transmitir la conexión de una viga:

$$1.1R_y M_{pv} = 1.1(1.1)Z_x F_y \quad (2.4)$$

Donde:

$M_{pv}$  = Momento plástico de la viga.

$R_y$  = Factor de sobre-resistencia del acero.

$Z_x$  = Modulo de sección plástico.

$F_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero.

Resultando un valor de  **$30.8 \text{ Ton-m}$** .



#### 2.1.2.1 Resistencia de los tornillos.

Aplicando los criterios de diseño que aparecen en el AISC-358 (2005), evaluamos la resistencia de los tornillos mediante la fórmula:

$$M_t = d^2 \pi F_{nt} (h_0 + h_1) / 2 \quad (2.5)$$

Donde:

$d$  = Diámetro de los tornillos.

$F_{nt}$  = Esfuerzo resistente a tensión de los tornillos.

$h_0$  = Distancia del centro del patín de compresión al centro de la línea interior de tornillos.

$h_1$  = Distancia del centro del patín de compresión al centro de la línea exterior de tornillos.

Con un valor calculado de **38 Ton-m** para el momento que resisten los tornillos.

#### 2.1.2.2 Resistencia de la placa de extremo.

Para la evaluación de la resistencia de la placa de extremo existen varias opciones que consideran modelos de líneas de fluencia, como la expresión de Srouji (1983) y la de Adey *y otros* (2000); la fórmula del AISC-358 (2005) se basa en modelos de líneas de fluencia.

$$M_f = \frac{t_p^2 F_{yp} \theta_d}{1.11} Y_p \quad (2.6)$$

Donde:

$M_f$  = Momento esperado al paño de la columna.

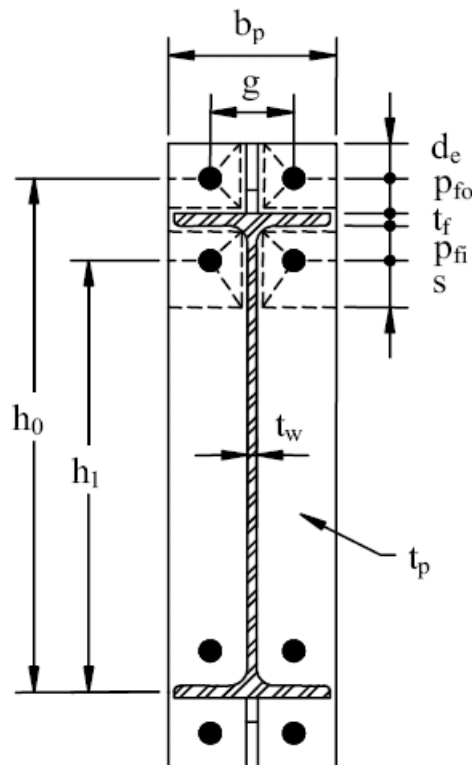
$t_p$  = Espesor de la placa de extremo.

$F_{yp}$  = Esfuerzo de fluencia de la placa de extremo.

$Y_p$  = Factor de línea de fluencia.

$\theta_d$  = Factor de reducción para comportamiento dúctil.

Para calcular el factor de línea de fluencia, el AISC-358 (2005) presenta dos posibles casos, en los que la distancia del borde superior de la placa a la línea inmediata de tornillos determina la aparición de líneas de fluencia adicionales. En la figura 2.8 se muestra la geometría y las trayectorias de fluencia para el caso I, que es cuando la distancia del borde de la placa a la línea inmediata de tornillos es menor a la necesaria para que se presenten las líneas de fluencia adicionales.

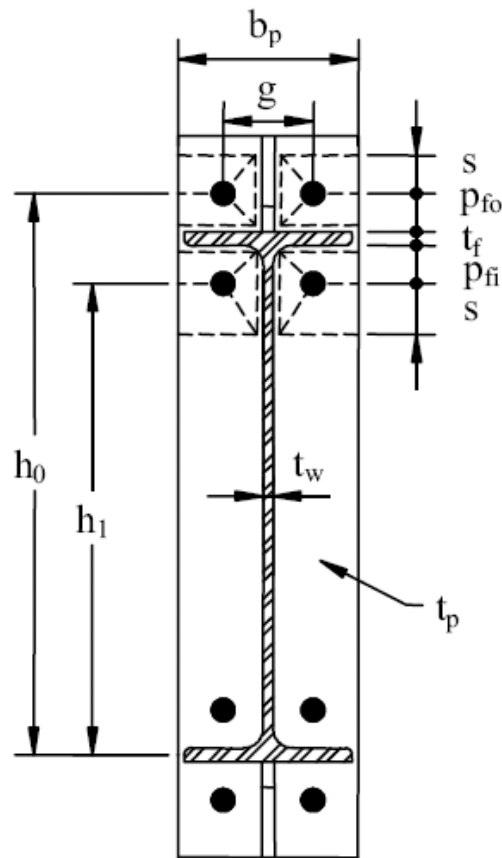


*Figura 2.8 Geometría de placas de extremo, trayectorias de fluencia y parámetros para determinar la capacidad a momento de una placa de extremo extendida con atiesadores, caso I, según AISC-358 (2005).*

Caso I

$d_e < s$

$$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[ h_1 \left( \frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \left( \frac{1}{p_{fo}} + \frac{1}{2s} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[ h_1 (p_{fi} + s) + h_0 (d_e + p_{fo}) \right]$$



*Figura 2.9 Geometría de placas de extremo, trayectorias de fluencia y parámetros para determinar la capacidad a momento de una placa de extremo extendida con atiesadores, caso II, según AISI-358 (2005).*

En la figura 2.9 se muestra la geometría y las trayectorias de fluencia para el caso II, cuando la distancia del borde de la placa a la línea inmediata de tornillos es mayor a la necesaria para que se presenten las líneas de fluencia adicionales.

Caso II

$d_e > s$

$$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[ h_1 \left( \frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \left( \frac{1}{p_{fo}} + \frac{1}{s} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[ h_1 (p_{fi} + s) + h_0 (s + p_{fo}) \right]$$

Para ambos casos:

$Y_p$  = Factor de línea de fluencia.

$b_p$  = Ancho de la placa de extremo.

$d_e$  = Distancia de la línea exterior de tornillos al borde de la placa.

$g$  = Gramil, distancia horizontal entre tornillos.

$h_1$  = Distancia del centro del patín en compresión a la línea interior de tornillos.

$h_0$  = Distancia del centro del patín en compresión a la línea exterior de tornillos.

$p_{fo}$  = Distancia de la cara exterior del patín de la viga, a la línea exterior de tornillos.

$p_{fi}$  = Distancia de la cara interior del patín de la viga, a la línea interior de tornillos.

$s$  = Distancia de la línea de tornillos interna ó externa a la línea de fluencia paralela interna ó externa mas cercana.

$t_f$  = Espesor del patín de la viga.

$t_p$  = Espesor de la placa de extremo.

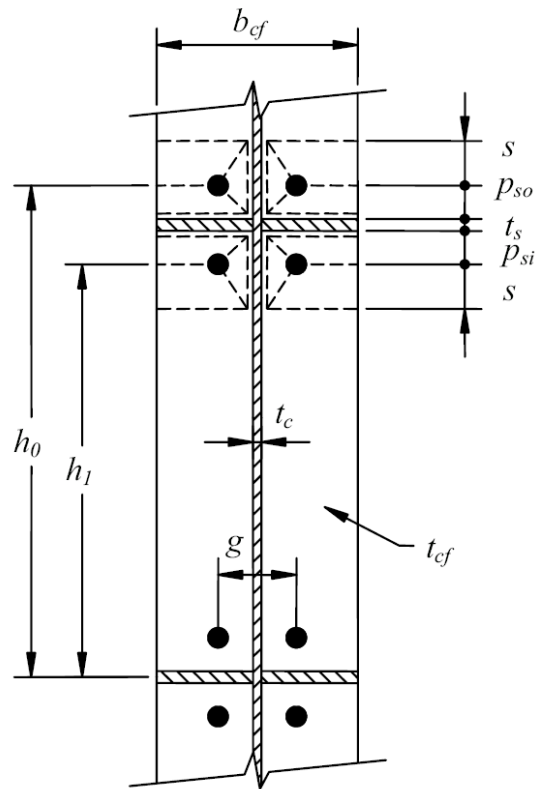
$t_w$  = Espesor del alma de la viga.

$$\text{con } s = \frac{1}{2} \sqrt{b_p}, \text{ si } p_{fi} > s \text{ usar } p_{fi} = s$$

### 2.1.2.3 Resistencia de la columna.

Para el cálculo del momento máximo resistente de la columna se empleó la formula 6.9-20 del AISC-358 (2005) la cual emplea el criterio de líneas de fluencia en el patín que se conecta a la viga. En la figura 2.10 se muestra la geometría, las trayectorias de fluencia usados para el cálculo de su resistencia y los parámetros usados en las fórmulas.

$$M_f = \frac{t_{cf}^2 F_{yc} g_d}{1.11} Y_p \quad (2.7)$$



*Figura 2.10 Geometría del patín de la columna, trayectorias de fluencia y parámetros para determinar la capacidad a momento de una conexión según AISC-358 (2005).*

$$Y_c = \frac{b_{cf}}{2} \left[ h_1 \left( \frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \left( \frac{1}{p_{fo}} + \frac{1}{s} \right) \right] + \frac{2}{g} [h_1(p_{fi} + s) + h_0(s + p_{fo})]$$

$$\text{con } s = \frac{1}{2} \sqrt{b_p}, \text{ si } p_{fi} > s \text{ usar } p_{fi} = s$$

En la tabla 2.4 se presentan los valores de las resistencias calculadas esperadas para los elementos que conforman la conexión, estos datos sirven para determinar los ciclos de carga que serán aplicados durante la prueba experimental, para determinar las propiedades y el comportamiento de la conexión.

Al llevar a cabo el cálculo de los momentos esperados en la conexión se debe representar el momento como una fuerza o un desplazamiento, ya que son estos últimos los que se pueden controlar mediante el uso de gatos de carga, y la visualización en tiempo real de los micrómetros.

*Tabla 2.4 Valores de momento esperado para los elementos principales de la conexión.*

Elemento de conexión	Ton-m	Fórmula
M <sub>pe</sub>	33.00	Coons (1999)
M <sub>pt</sub>	30.80	NTC (2005)
M <sub>t</sub>	38.00	AISC-358 (2005)
M <sub>f</sub>	24.54	AISC-358 (2005)

### 2.1.3 Secuencia de carga

En la práctica convencional se usan los desplazamientos como parámetro de control en las pruebas, y la aplicación de las cargas se realiza en pasos múltiples, consistentes en secuencias de tres ciclos plásticos para cada

múltiplo de desplazamiento de fluencia característico. Es importante identificar este desplazamiento para asegurar por lo menos cuatro niveles de desplazamiento, antes de alcanzar el de fluencia, además los ciclos deben ser lo suficientemente grandes como para obtener propiedades confiables de rigidez.

La tabla 2.5 muestra los desplazamientos verticales del tramo de columna con los cuales se alcanzan los momentos de fluencia y plásticos de la conexión, además la carga aplicada necesaria para alcanzar los desplazamientos necesarios.

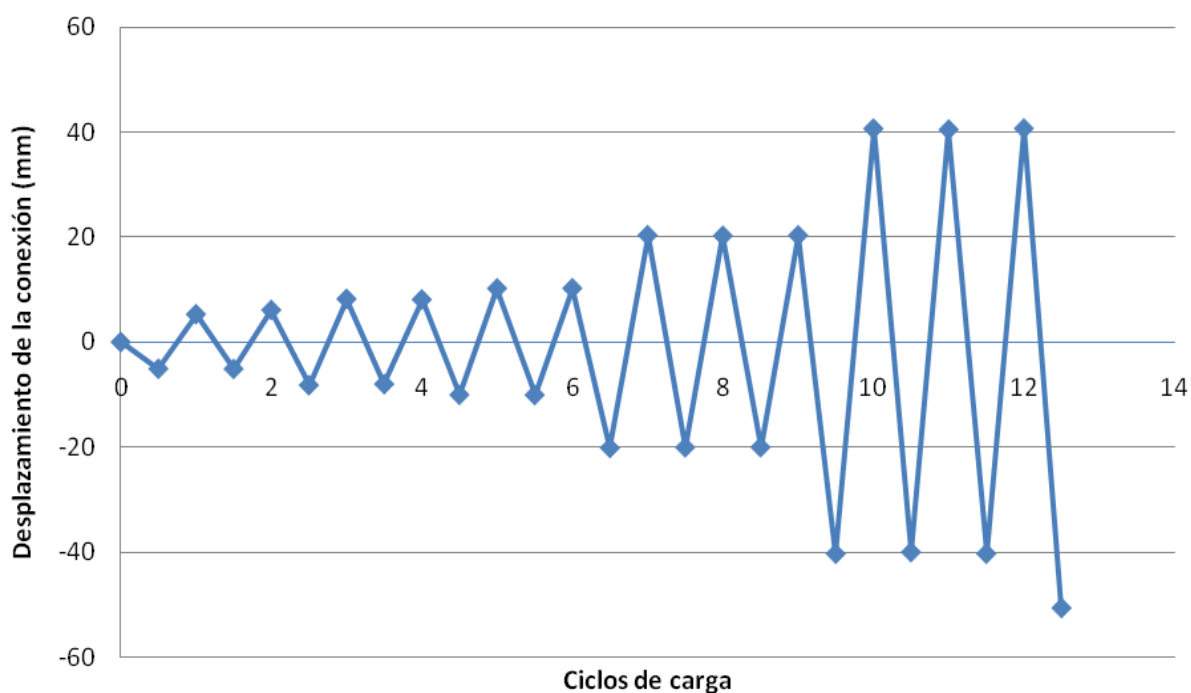
*Tabla 2.5 Cargas y desplazamientos esperados en el espécimen.*

	Momento (Ton-m)	P (Ton)	Desplazamiento (mm)
My (paño)	22.11	32.8	7.15
My (atiesador)	22.11	35.4	7.72
Mp (paño)	25.45	37.7	8.22
Mp (atiesador)	25.45	40.7	8.87
1.3Mp (paño)	33.09	49.0	10.68
1.3Mp (atiesador)	33.09	53.0	11.55

Con los datos calculados se definieron los desplazamientos para los ciclos de carga aplicados:

- a. 2 ciclos de 5 mm.
- b. 2 ciclos de 8 mm.
- c. 2 ciclos de 10 mm.
- d. 3 ciclos de 20 mm.
- e. 3 ciclos de 40 mm.
- f. 3 ciclos de 60 mm.
- g. 3 ciclos de 80 mm.

En la figura 2.11 se muestran los ciclos de carga y los desplazamientos aplicados durante la prueba del espécimen, entendiendo que, un ciclo de carga se forma con la aplicación de la carga en el sentido de la gravedad, la descarga y la aplicación de la carga en sentido contrario a la dirección de la gravedad. A pesar de que la velocidad de aplicación de la carga no se pudo controlar de manera precisa, al revisar los tiempos, en los intervalos de medición, se encontró que la velocidad promedio para esta prueba fue de 0.101 mm/s para los ciclos hasta de 20 mm y una velocidad media de 0.199 mm/s para los ciclos de carga de 40 mm en adelante. En la tabla 2.6 se muestran los datos del desplazamiento de la conexión y la carga aplicada durante el ensaye de la conexión.



*Figura 2.11 Desplazamiento de la conexión por ciclo de carga.*



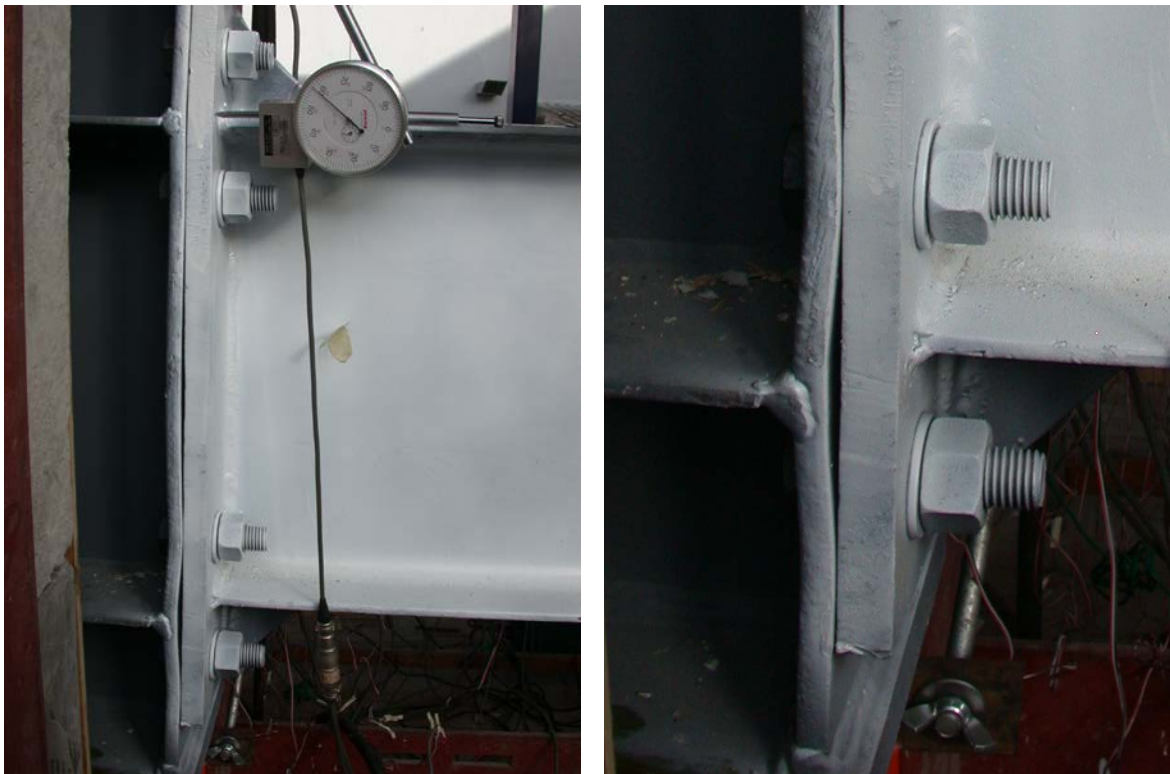
*Tabla 2.6 Desplazamiento y carga por ciclo de carga aplicado*

Ciclo	paso	Desp. (mm)	Carga (ton)
1	1	-5.1	-6.876
	2	5.3	12.249
2	3	-5.12	-7.011
	4	6.1	13.923
3	5	-8.22	-13.329
	6	8.22	18.963
4	7	-8.02	-12.906
	8	8.1	16.749
5	9	-10.06	-17.334
	10	10.22	22.041
6	11	-10.1	-17.334
	12	10.24	21.564
7	13	-20.18	-33.201
	14	20.36	35.469
8	15	-20.08	-32.949
	16	20.26	34.137
9	17	-20.04	-32.553
	18	20.32	34.344
10	19	-40.36	-48.6
	20	40.66	52.821
11	21	-40.04	-50.292
	22	40.5	53.154
12	23	-40.34	-51.642
	24	40.7	53.559
13	25	-50.7	-50.67

## 2.2 Análisis de resultados experimentales

Los dispositivos de medición colocados en el espécimen permitieron observar en diversas zonas el comportamiento del espécimen durante la aplicación de las cargas. El comportamiento experimental fue muy cercano a la estimación hecha durante el diseño de la prueba, la falla se presentó en la viga a un nivel de carga de 1.08 veces el momento plástico. La falla fue por pandeo local del patín, seguido por un pandeo lateral cercano a

uno de los puntos de apoyo. La conexión no llegó a la fluencia en la placa de extremo y los tornillos no presentaron ruptura por tensión pero presentaron un comportamiento inelástico notable. El patín de la columna tenía un espesor menor al de la placa de extremo, y por esta razón se presentó un pandeo local en el patín de la columna antes de las fallas antes mencionadas. En la figura 2.12 se puede observar el pandeo del patín de la columna en las zonas en las que los tornillos se encuentran sometidos a tensión por efecto del momento inducido por las cargas aplicadas



*Figura 2.12 Pandeo del patín de la columna*

También se pudo observar la aparición de fracturas en la soldadura en la zona de unión de los patines de la viga con la placa de extremo, como se puede apreciar en la figura 2.13, siendo más notorias en los extremos del patín que es la zona en la que generalmente se inicia ó termina el proceso de aplicación de la soldadura.



*Figura 2.13 Grietas de la soldadura en el extremo del patín.*

Finalmente se presentó el pandeo lateral de una de las vigas en la zona del apoyo articulado, que sucedió antes de que fallara la conexión, en la figura 2.14 se observa el pandeo lateral de la viga y en la figura 2.15 se muestra otra perspectiva del estado de la viga al terminar la prueba. La aplicación de carga se continuó aún después de que se presentó el pandeo lateral de la viga, y se detuvo cuando los desplazamientos impuestos al espécimen no incrementaban la fuerza registrada en las celdas de carga.



*Figura 2.14 Pandeo lateral en la viga izquierda del espécimen.*



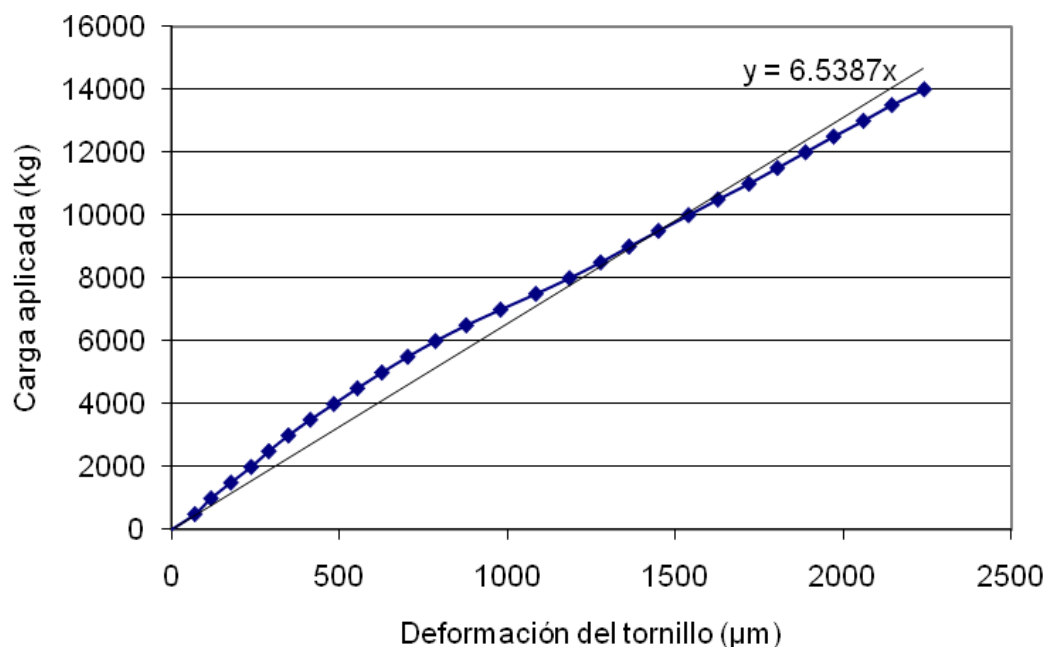
*Figura 2.15 Deformaciones por pandeo presentadas por el tramo de viga al finalizar la prueba del espécimen CS1.*

### 2.2.1 Respuesta de los tornillos.

Para documentar la respuesta de los tornillos, se instrumentaron 4 de ellos con un strain gauge en la cara exterior (no roscada) como se muestra en la figura 2.16. En la instalación de la conexión se colocaron dos tornillos en cada placa de extremo. Previamente se ensayó el tornillo en la máquina universal para definir la relación carga-deformación de la parte lineal, con la finalidad de monitorear las fuerzas en los tornillos durante la prueba. En la figura 2.17 se muestra la gráfica carga-deformación de uno de los tornillos.



*Figura 2.16 Tornillo con strain gauge en cara exterior (no roscada).*



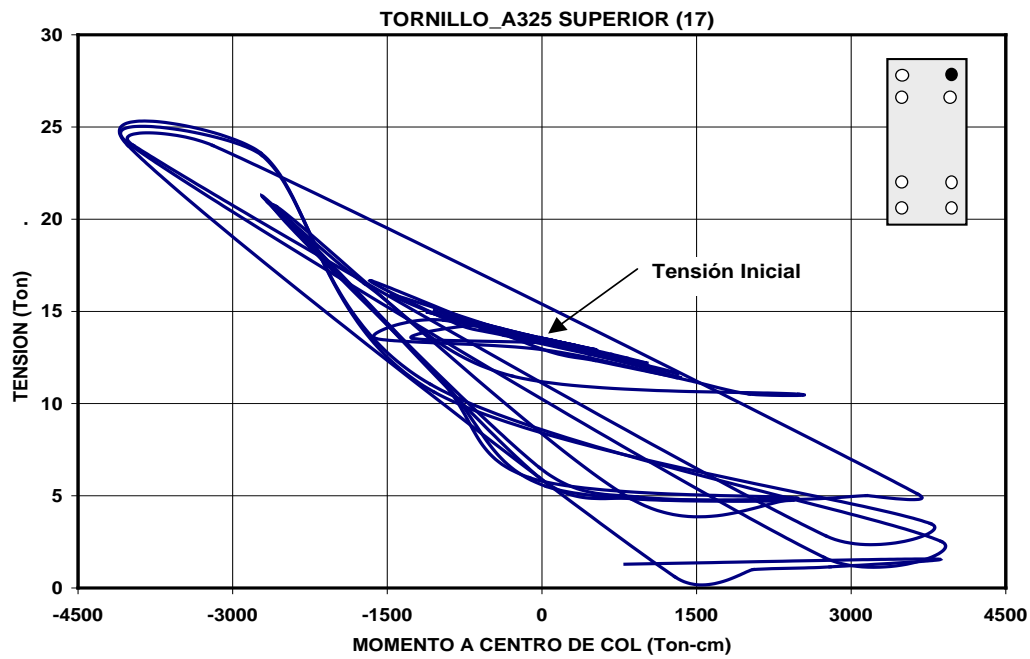
*Figura 2.17 Relación carga-deformación de uno de los tornillos usados en la conexión.*

Al ensamblar el espécimen CS1 para la prueba se realizaron mediciones de la pretensión inicial de los tornillos, el apriete de estos se realizó empleando el método conocido como “1/4 de vuelta”, el cual consiste en apretar los tornillos de forma cruzada y una vez que se ha llegado a un apriete de contacto, se marca la posición de la tuerca y se vuelve a apretar hasta conseguir un cuarto de vuelta, con este método se registraron tensiones de aproximadamente 14 toneladas, este valor es menor al mínimo recomendado en las Normas Técnicas Complementarias para tornillos A325 de 7/8” de diámetro, que es de 17.3 toneladas, sin embargo, se conservó esta tensión inicial para estudiar el comportamiento de la conexión con este criterio que se usa comúnmente en la práctica.

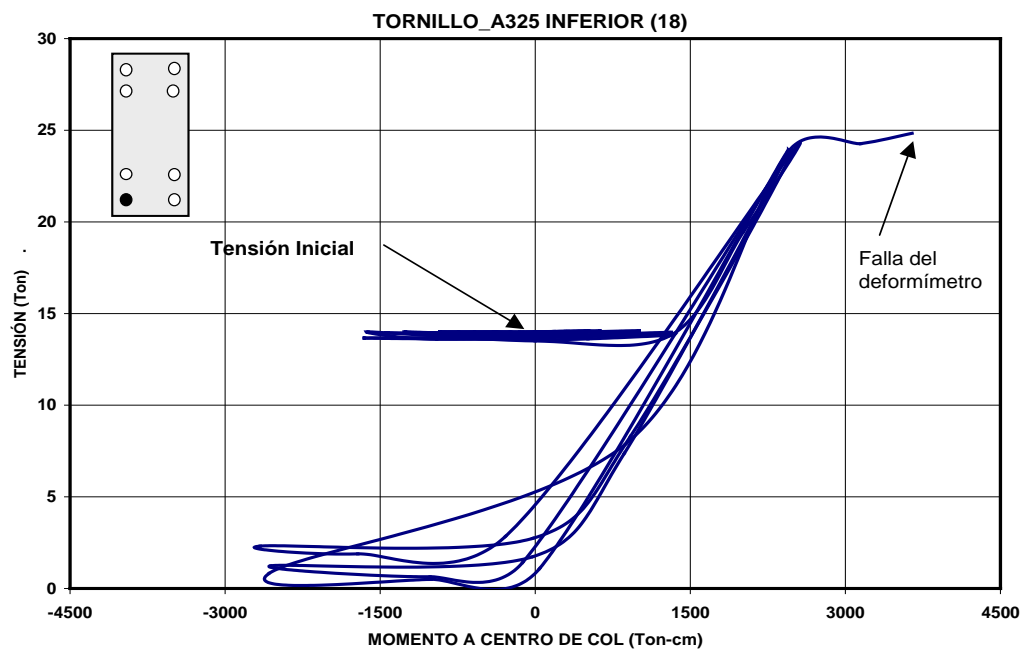
En la prueba no se presentó ruptura por tensión en los tornillos, pero se apreció comportamiento inelástico, además se observó una pérdida gradual de la pretensión inicial, después de los primeros ciclos de carga y la pérdida fue más evidente conforme aumentaba el número de ciclos, y la magnitud de la carga que se aplicaba al espécimen.

En la figura 2.18a se muestra la relación entre el momento al centro de la columna y la tensión registrada en un tornillo colocado en la parte superior externa de la conexión. En la figura 2.18b se muestra la relación entre el momento al centro de la columna y la tensión registrada en un tornillo colocado en la parte inferior externa de la conexión. La tensión de los tornillos al iniciar la prueba fue de 14 toneladas. En ambas graficas se observa que el tornillo registra pequeños incrementos de tensión en los primeros ciclos de carga y después de alcanzar un momento al centro de la conexión de 1500 ton-cm los cambios de la tensión registrada con respecto al momento al centro de la conexión se incrementan. Como se puede observar el comportamiento del tornillo inferior presenta un comportamiento más estable que la del tornillo superior.





a) Relación tensión-momento al centro de columna del tornillo con el strain gauge 17.



b) Relación tensión-momento al centro de columna del tornillo con el strain gauge 18.

Figura 2.18 Gráficas de la variación de la Tensión con la carga cíclica de dos tornillos A325 instrumentados y usados en la conexión de placa de extremo del espécimen CS1.

### 2.2.2 Curva Momento-Rotación de la conexión.

La rotación plástica se espera que se presente en la conexión, y se calculan tanto el momento al paño de la columna, como la rotación global ante los diferentes niveles de carga, se utiliza la fuerza aplicada por los gatos hidráulicos, el claro teórico entre apoyos, el peralte de la columna y los desplazamientos registrados. El momento flexionante se puede calcular usando la siguiente fórmula.

$$M = \frac{P(L-h_c)}{4} \quad (2.8)$$

Donde:

M = El momento en el paño del patín de la columna.

P = Carga aplicada.

L = Longitud total del espécimen.

h<sub>c</sub> = Peralte de la columna.

La rotación global se obtiene a partir de la información registrada en los micrómetros 1 y 2 cuyos desplazamientos se identifican como δ<sub>1</sub> y δ<sub>2</sub> en la formula:

$$\phi_G = \left( \frac{\delta_1 + \delta_2}{2l} - \frac{1}{l} \left( \frac{Pl^3}{6EI_v} + \frac{Pl}{2Gh_v t_{wv}} \right) \right) \quad (2.9)$$

Donde:

l = es el claro libre entre el apoyo y el patín de la columna.

δ<sub>1</sub> y δ<sub>2</sub> = son los desplazamientos registrados en la base de la columna.

P = Carga aplicada.

E = Módulo de elasticidad de la viga.

I<sub>v</sub> = Momento de inercia de la viga

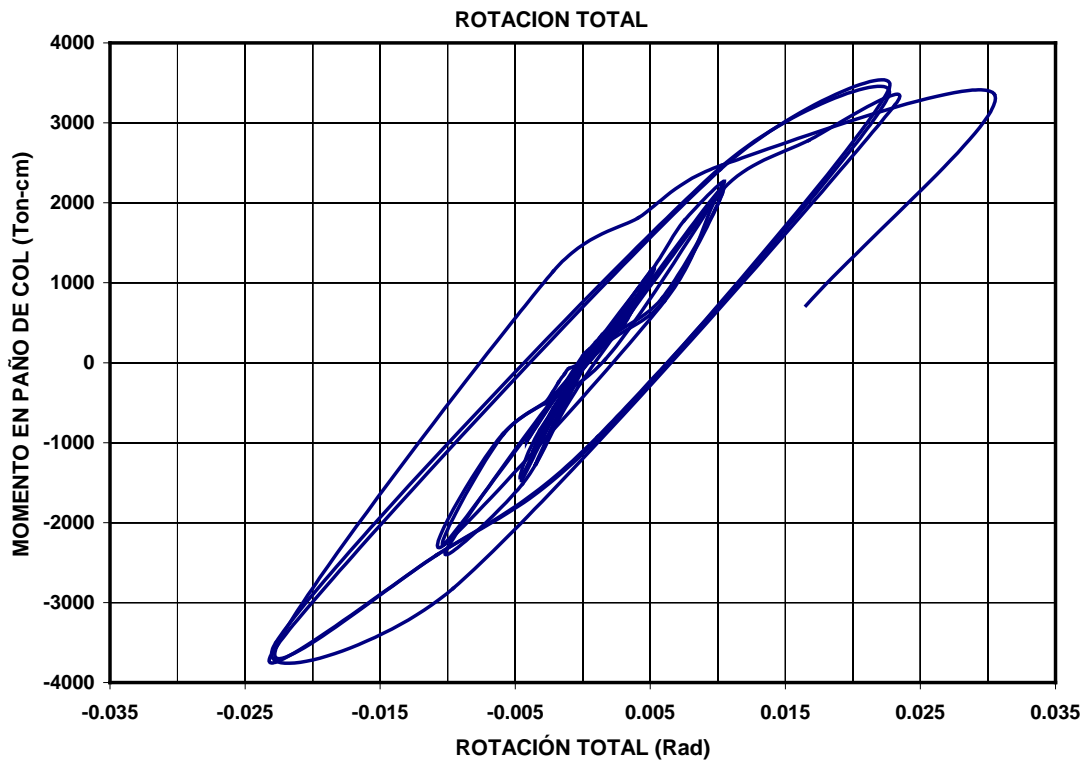


$G$  = Modulo de cortante de la viga.

$h_v$  = Peralte de la viga.

$t_{wv}$  = Espesor del alma de la viga.

Con estos datos obtenemos las curvas momento-rotación para el nudo, que se muestran en la figura 2.19 y que corresponderían a las distorsiones totales relativas de entrepiso.

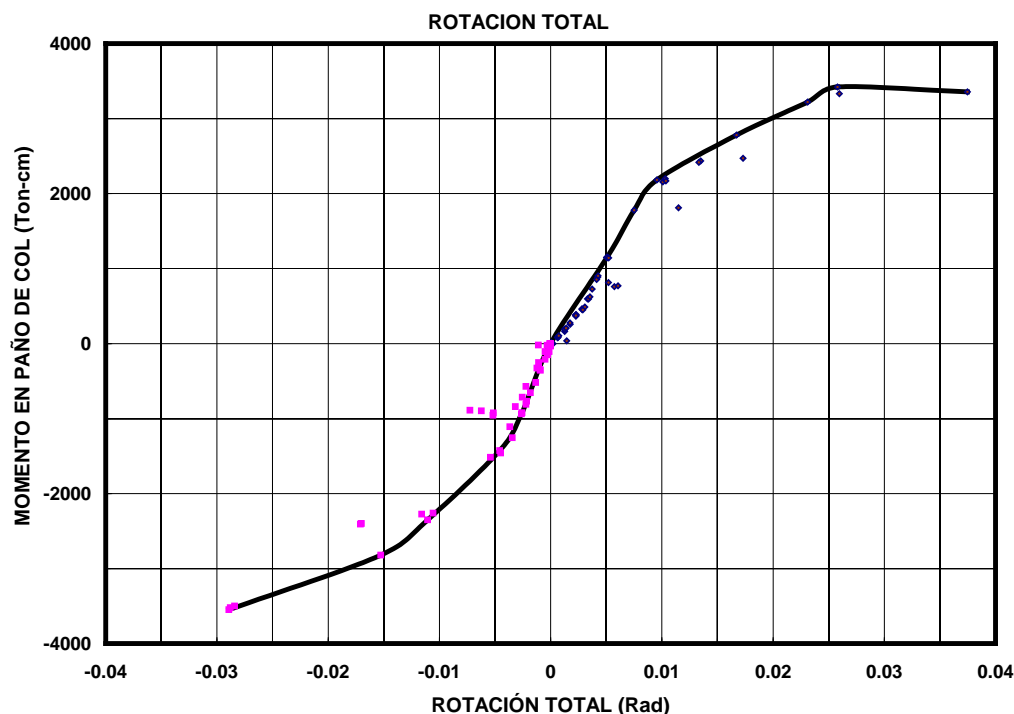


*Figura. 2.19 Grafica de la variación de la rotación total de la conexión en el espécimen CS1.*

A pesar de que la grafica en la figura 2.19 muestra una buena capacidad de rotación, se debe notar que es muy probable que la conexión pudiera registrar una mayor capacidad, pero la aparición de pandeo lateral de la viga provocó que se suspendiera la aplicación de carga. El comportamiento de la conexión se puede apreciar en la figura 2.20 la cual muestra la

envolvente de los datos momento-rotación obtenidos en la prueba. Esta envolvente se puede compara de manera más sencilla con las curvas momento-rotación que se calculan con los modelos teóricos que se presentan en el capítulo 3 de este trabajo.

Los momentos máximos que se midieron en el paño y en el centro de la columna fueron 35.5 Ton-m, y 40.2 Ton-m respectivamente. Si el primero de ellos se compara con los de la segunda columna de la tabla 2.4, que corresponde a los momentos de la conexión con atiesadores de extensión, se concluye que el momento experimental es mayor que el propuesto por el AISC-358 (2005).



*Figura. 2.20 Envolvente de la variación de la Rotación Total de la unión de la Conexión de Placa de Extremo Extendida con Atiesador en la placa, espécimen CS1.*

Por otro lado, el momento observado de 35.5 Ton-m es 1.08 veces mayor que el momento máximo esperado en la viga con la fórmula 2.2 del AISC-

358 (2005), y 1.15 mayor al obtenido con la fórmula 2.4 de las NTC (2005). En cuanto al momento resistente del patín de la columna, de acuerdo a la fórmula 2.6 del AISC-358 (2005), se estimó un momento muy bajo debido al que el espesor del patín de la columnas es menor que el espesor de la placa de extremo, por este motivo se presentó el pandeo prematuro de la columna.

### 2.3 Resumen de resultados importantes.

- Las conexiones de placa de extremo, para marcos resistentes a sismo, deben diseñarse para ser más resistente que la viga (conexión de placa fuerte), para asegurar que el patín y el alma no se pandeen localmente.
- Al conectar los patines de la viga a la placa, se debe utilizar soldadura de penetración completa (un procedimiento de soldadura similar al AWS TC-U4b-GF (2002)), además de colocar un filete de 8 mm. en la cara interna.
- El espesor del patín de la columna no debe ser menor que el espesor de la placa de extremo, aún cuando el esfuerzo nominal de la columna sea superior al de la placa.
- Durante los ciclos de carga altos disminuyó considerablemente la tensión en los tornillos A325 de la conexión de placa de extremo, hasta valores cercanos a cero.
- En futuras pruebas experimentales se debera incluir el efecto de una losa en los especímenes, porque hay evidencia en nuestro procedimiento experimental y en el de otros investigadores (Summer y Murray, 2002) de que la demanda en la conexión, es mayor que si no se incluye.
- El momento para diseñar la conexión de placa de extremo, sujeta a carga cíclica debe ser el *momento probable esperado* que propone la

ecuación:  $M_{pe} = R_y[(F_y + F_u)/2]Z_x$ , (donde  $R_y=1.1$  para grado 50), de acuerdo al AISC-385 (2005). El valor que se obtiene con la expresión de las NTC (2005) arroja valores conservadores.

- La rotación plástica obtenida de este estudio experimental es mayor que las demandas de rotación plástica encontradas por, Gómez-Bernal y Sordo (2005).

**CAPÍTULO 3**  
**DISEÑO DE CONEXIONES Y**  
**OBTENCIÓN DE CURVAS**  
**MOMENTO-ROTACIÓN**



### 3. Diseño de conexiones y obtención de curvas momento-rotación.

#### 3.1. Diseño de conexiones usando *Diseño por Factores de Carga y Resistencia*.

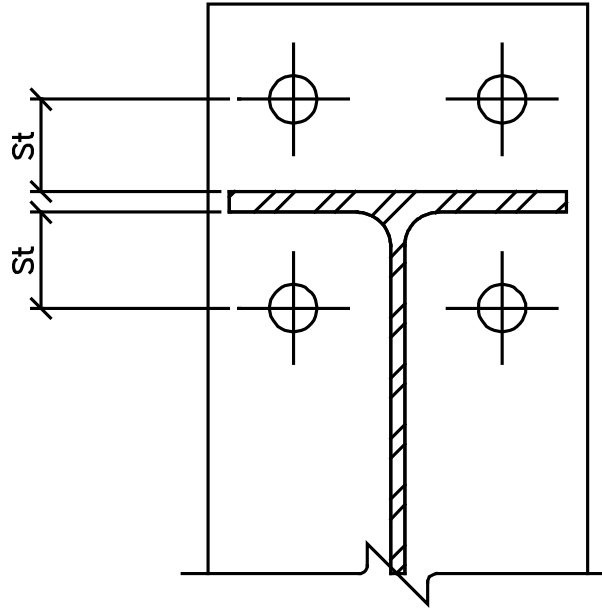
Para obtener las propiedades de las conexiones de placa de extremo, se realizó un diseño convencional usando el AISC-358 (2005), que proporciona lineamientos para tres tipos de conexiones de tipo placa de extremo extendida, estas configuraciones son:

- a) Cuatro tornillos sin atiesadores.
- b) Cuatro tornillos con atiesadores.
- c) Ocho tornillos con atiesadores.

Estas configuraciones reciben sus nombres a partir del número de tornillos que se encuentran en la vecindad del patín de viga en tensión, y se asume que las siguientes consideraciones son necesarias para los procedimientos de diseño.

- 1) Todos los tornillos están sometidos a un esfuerzo de pretensión no menor al especificado en el AISC (2005), y el diseño por deslizamiento crítico de la conexión no es necesario.
- 2) Los procedimientos de diseño son válidos sólo para tornillos con especificación ASTM A325 o ASTM A490.
- 3) La distancia mínima posible entre la cara del patín de la viga y el centro del tornillo más cercano trae como consecuencia una conexión más económica. La distancia mínima recomendada del patín de la viga al centro del tornillo es el diámetro del tornillo más 13mm para tornillos con diámetro hasta 25mm, y 19mm más el diámetro del tornillo para diámetros mayores. La figura 3.1 muestra la parte superior de una conexión de placa de

extremo y la separación de los tornillos al patín de la viga conectada.



*Figura 3.1 Separación de los tornillos al patín de la viga ( $S_t$ ).*

Si  $\phi_t \leq 25mm$  entonces  $S_{t\min} = \phi_t + 13mm$  ó

Si  $\phi_t > 25mm$  entonces  $S_{t\min} = \phi_t + 19mm$

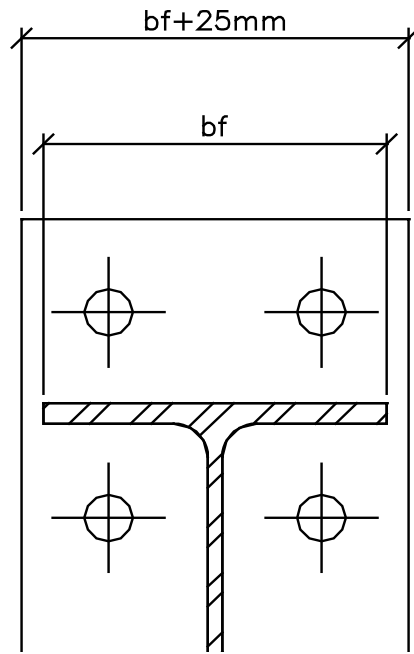
Donde:

$\phi_t$  = Diámetro del tornillo.

$S_{t\min}$  = Distancia mínima del centro del tornillo al patín de la viga.

- 4) Se asume que toda la fuerza cortante en la conexión es resistida por los tornillos en la zona de compresión.
- 5) Como se muestra en la figura 3.2, generalmente el ancho de la placa de extremo no es mayor al ancho del patín de la viga más 25mm. pero esto no es una regla y la elección de esta dimensión se deja a juicio del diseñador que puede hacer ajustes para disminuir el desperdicio de material.

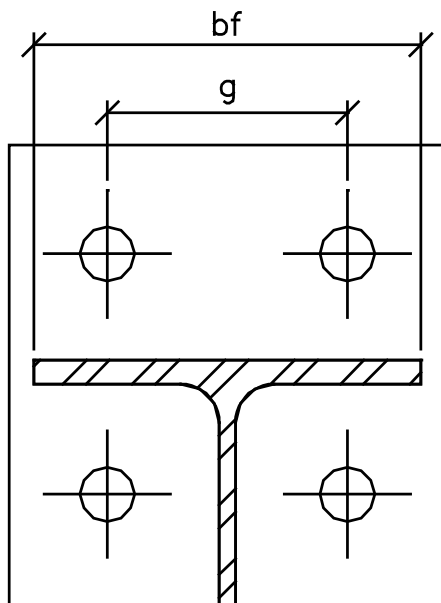




$b_f$  = Ancho del patín de la viga  
de la viga

*Figura 3.2 Dimensión generalmente usada para la placa de extremo extendida con relación al ancho de la viga que conecta.*

- 6) La separación horizontal de los tornillos no debe ser mayor que el ancho del patín de la viga, como se muestra en la figura 3.3.



$b_f$  = Ancho del patín de la viga  
 $g$  = Separación horizontal de los tornillos

$$g < b_f$$

**Figura 3.3 Separación máxima de tornillos**

- 7) La soldadura en la vecindad de los tornillos en tensión debe contar con la suficiente capacidad para permitir el desarrollo del esfuerzo de fluencia en el alma de la viga. Esta resistencia se recomienda aun si la capacidad total a momento de la viga no es requerida para la resistencia del marco.
- 8) Solo la soldadura entre la mitad del peralte y la cara interna del patín de compresión de la viga es usada para resistir el cortante.

El procedimiento de diseño consiste en calcular la resistencia a momento de la conexión, que debe satisfacer el momento plástico esperado:

$$M_{pe} = 1.1 R_y F_y Z \quad (3.1)$$

Donde:

$M_{pe}$  = Momento plástico esperado.

$F_y$  = Esfuerzo mínimo garantizado del acero, esfuerzo de fluencia.

$R_y$  = Relación entre el esfuerzo esperado y el esfuerzo mínimo garantizado del acero (1.5 para  $F_y = 250$  MPa. y 1.1 para  $F_y = 350$  MPa.).

$Z$  = Modulo plástico de la sección de la viga.

La sección crítica de la conexión se encuentra en la cara de la columna por lo que el momento en esta sección se calcula como el momento esperado mas el momento inducido por la excentricidad de la fuerza cortante  $V_u$ , que se presenta en la articulación plástica.

Para conexiones de placa de extremo no atiesada (EP).

$$M_{uc} = M_{pe} + V_u (\min (d/2, 3b_f)) \quad (3.2)$$

Para conexiones de placa de extremo atiesada (EPS).

$$M_{uc} = M_{pe} + V_u (L_{st} + t_p) \quad (3.3)$$

Donde:

$M_{uc}$  = Momento máximo en la cara de la columna.

$V_u$  = Cortante presente en la articulación plástica.

$d$  = Peralte de la viga conectada.

$b_f$  = Ancho del patín de la viga.

$L_{st}$  = Longitud del atiesador.

$t_p$  = Espesor de la placa de extremo.

En el cálculo de la resistencia de la placa de extremo, las recomendaciones de diseño utilizan la teoría de líneas de fluencia usando el método del trabajo virtual.

La figura 3.4 ilustra el modelo o patrón de línea de fluencia y, el desplazamiento virtual supuesto para la conexión de placa de extremo extendida, no atiesada, con cuatro tornillos en la zona de tensión. El trabajo interno almacenado dentro de este modelo de línea de fluencia, en cada tramo de ella, forma el mecanismo de fluencia que se puede calcular con la siguiente formula.

$$W_i = \int_{L_n} m_p \theta_n ds \quad (3.4)$$

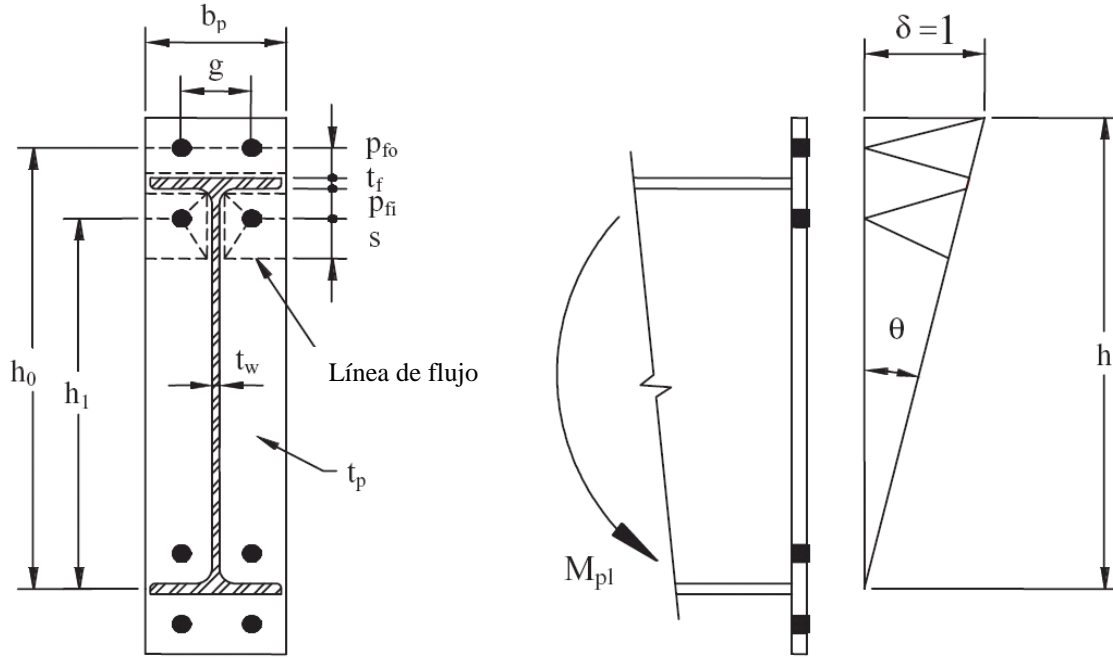
Donde

$W_i$  = Trabajo interno de la línea de fluencia.

$\theta_n$  = Rotación relativa de la línea de fluencia  $n$ .

$ds$  = diferencial de longitud de la línea de fluencia.

$m_p$  = Momento plástico de la placa por unidad de longitud.



*Figura 3.4 Patrones de trayectorias de líneas de flujo y desplazamientos virtuales de una conexión de cuatro tornillos sin atiesar.*

La energía interna almacenada en la línea de fluencia del mecanismo puede escribirse como:

$$W_i = \sum_{n=1}^N \int_{L_n} m_p \theta_n ds = \sum_{n=1}^N m_p \theta_n L_n \quad (3.5)$$

Donde:

$N$  = Número de tramos rectos de la línea de flujo en el mecanismo.

Algunas veces, para modelos más complicados de líneas de flujo, resulta tedioso obtener las rotaciones relativas, es más conveniente resolver las pendientes y los momentos en coordenadas cartesianas en las direcciones  $X$ ,  $Y$ , lo que dá:

$$W_i = \sum_{n=1}^N (m_{px} \theta_{nx} L_x + m_{py} \theta_{ny} L_y) \quad (3.6)$$

Donde:

$\theta_{nx}$  y  $\theta_{ny}$  = Las componentes relativas en los ejes X, Y de la rotación  $\theta_n$  de la línea  $L_n$ .

$L_{nx}$  y  $L_{ny}$  = Las proyecciones del segmento  $L_n$  en las direcciones X, Y.

$m_p$  = Momento plástico resistente por unidad de longitud que se obtiene usando la fórmula 3.7.

$$m_p = F_{yp} Z_p = F_{yp} \left[ \frac{t_p^2}{4} \right] \quad (3.7)$$

El trabajo interno,  $W_i$ , incluye las distancias desde tornillos interiores al borde del modelo de líneas de fluencia, por ejemplo, la distancia “s” en la Figura 3.1. La minimización del trabajo interno ( $W_i$ ) con respecto a “s” resulta en la menor energía interna para el modelo de la línea de fluencia.

El trabajo externo debido a la rotación virtual esta dado por:

$$W_e = M_{pl} \theta = M_{pl} \left[ \frac{1}{h} \right] \quad (3.8)$$

Donde:

$M_{pl}$  = Resistencia a la flexión de la placa.

$\theta$  = Rotación virtual de la placa.

$h$  = Distancia desde el centro del patín de compresión al borde del patín de tensión de la placa extremo.

La resistencia a la flexión de la placa extremo se encuentra igualando  $W_i$  a  $W_e$  y despejando  $M_{pl}$ .

Para reducir la complejidad de las ecuaciones de la línea de fluencia se incorporan las siguientes simplificaciones en su desarrollo:

1. No se hace ningún ajuste tanto en la placa extremo como en el patín de la columna por el efecto de la remoción del material de los agujeros de los tornillos.
2. El espesor del alma de la viga y la columna se consideran nulos.
3. El espesor del filete de la soldadura a lo largo del patín o los patines en el alma no se consideran en las ecuaciones de fluencia.
4. La contribución de resistencia en la región de compresión de la conexión, se desprecia.

Se han llevado a cabo numerosos estudios para investigar el comportamiento de los tornillos en una conexión a momento de placa extrema. El primer enfoque de los estudios fue la medición o predicción de las fuerzas de palanca dentro de la conexión. La mayoría de los métodos de predicción usan la analogía entre una sección T en tensión y la placa de extremo de la conexión de placa extremo extendida. El método de diseño desarrollado por Kennedy y otros (1981) es el más usado para determinar las tensiones en los tornillos de la conexión. Srougi y otros (1983 a, 1983 b), Hendrick y otros (1984, 1988) Morrison y otros (1985, 1986), y Borgsmiller (1995) usaron el método de Kennedy para predecir la tensión en los tornillos en placas recortadas y extendidas, atiesadas y sin atiesar, como configuraciones de conexiones a momento. La primera modificación al método de Kennedy esta en el ajuste y la localización de la fuerza de palanca, así como en la distribución de dicha fuerza en el patín de tensión para una hilera de tornillos.

### 3.2 Procedimiento para estimar la relación momento-rotación ( $M-\theta$ ) y la Rigidez de conexiones de placa de extremo extendida.

Se han hecho intentos por definir las funciones que determinen las relaciones momento-rotación de las conexiones. Estas funciones están limitadas porque solo se apegan al tipo de conexiones ensayadas, el número de conexiones ensayadas hasta la fecha es relativamente bajo. Pero además, dentro de un mismo tipo de conexión, existen grandes diferencias porque intervienen todas las componentes de la conexión: placas, tornillos, soldaduras, tanto por la geometría como por sus materiales. Es decir se tendría un número muy elevado de combinaciones de variables para un mismo tipo de conexión.

Cuando se pretende considerar, en el análisis y diseño estructural de un marco, la flexibilidad de las juntas, es necesario establecer un modelo simple para estimar la relación momento-rotación no-lineal de las conexiones. Como las relaciones momento-rotación son diferentes para cada tipo de conexión y para cada tamaño de viga, es difícil establecer un sólo modelo que represente adecuadamente la variación de momento-rotación. Este modelo depende del tipo de conexión de que se trate, así, cuando se tienen conexiones con ángulos puede emplearse el modelo de tres parámetros; pero cuando se trata de conexiones con placa de extremo extendida es más útil emplear el modelo de cuatro parámetros usado por Richard y Abbott (1975) y Kishi y otros (2004).

El método de los cuatro parámetros consiste en definir la curva momento-rotación a partir de dos rectas, un momento de referencia y un parámetro de forma, la primer recta base es la rigidez inicial de la conexión, la segunda corresponde a la rigidez del endurecimiento por deformación, el momento de referencia es la intersección de la segunda con el eje vertical y

el parámetro de forma define la curvatura de la gráfica, en la figura 3.5 se muestran estos parámetros, que se definen de la siguiente manera:

$$M = \frac{R_1 \theta}{\left(1 + \left|\frac{R_1 \theta}{M_o}\right|^n\right)^{(1+n)}} + R_p \theta,$$

$$\text{donde } R_1 = R_i - R_p; \quad (3.8)$$

$$R_i = \frac{M_i}{\theta_1}; \quad R_p = \frac{M_N - M_{N-1}}{\theta_N - \theta_{N-1}}$$

$$R_i = \frac{R_1}{\left(1 + \left|\frac{R_1 \theta}{M_o}\right|^n\right)^{(1+n)}} + R_p,$$

O en forma normalizada como:

$$\overline{M} = \frac{R_{1n} \theta}{\left(1 + |R_{1n} \theta|^n\right)^{(1/n)}} + R_{pn} \theta \quad (3.9)$$

$$\overline{M} = M / M_o; \quad R_{1n} = R_{in} - R_{pn};$$

$$R_{in} = \frac{R_{1n}}{\left(1 + |R_{1n} \theta|^n\right)^{(1/n)}} + R_{pn}$$



Donde:

$M$  = Momento en la conexión.

$R_1$  = Rigidez primaria.

$\theta$  = Rotación de la conexión.

$M_0$  = Momento de referencia.

$n$  = Factor de forma.

$R_p$  = Rigidez de endurecimiento por deformación.

$M_N, M_{N-1}$  = Momentos en el punto N-esimo y N-1 respectivamente de la grafica momento-rotación de la conexión.

$\theta_N, \theta_{N-1}$  = Rotaciones en el punto N-esimo y N-1 respectivamente de la grafica momento-rotación de la conexión.

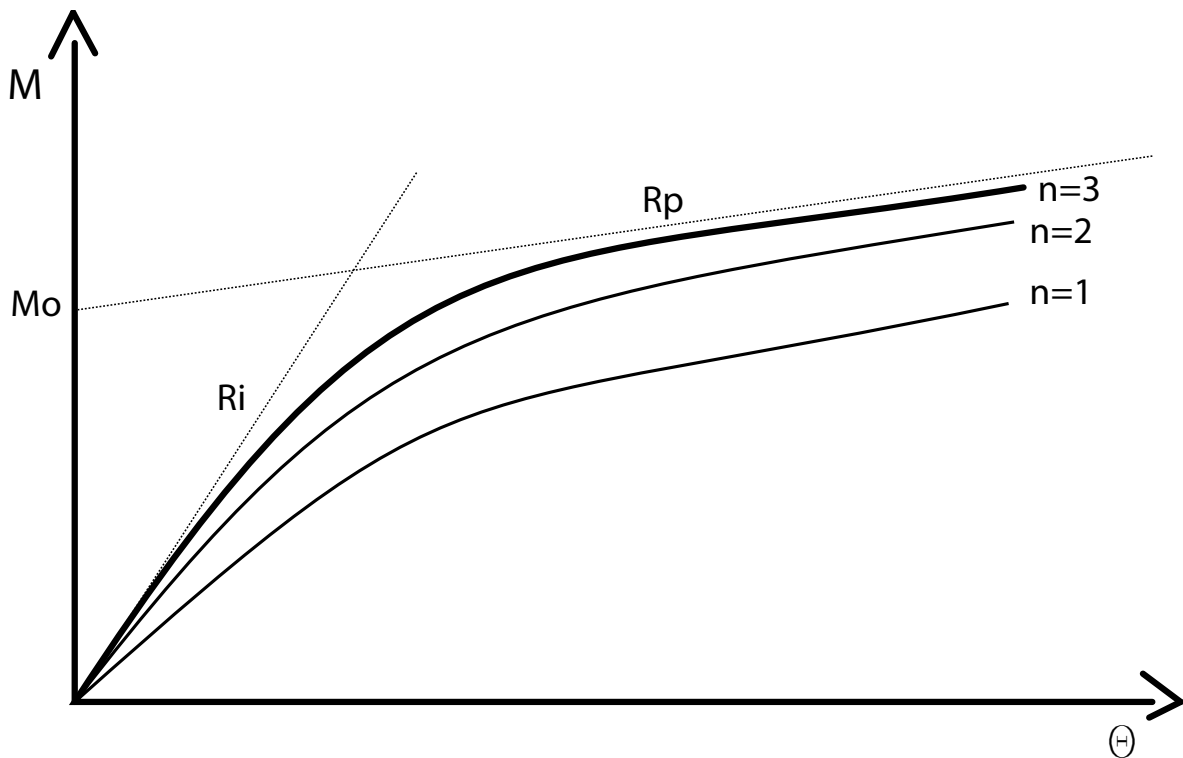


Figura 3.5 Modelo de cuatro parámetros para obtener la relación momento-rotación de una conexión.

Bahaari y Sherbourne (1997), utilizando modelos de elemento finito, desarrollaron un estudio paramétrico para determinar expresiones que definan las relaciones momento rotación de una conexión de momento de placa de extremo extendida. Se puede estimar la gráfica M- $\theta$  en conexiones de Placa Extendida de Extremo con Atiesadores en la columna (PEEA), de acuerdo a su geometría y resistencia de los materiales como:

$$M_o = \frac{t_{ep}^{0.438} a^{0.726} t_{bw}^{0.937} D_b^{0.413} t_{cw}^{1.914} B_{cf}^{0.442} \sigma_{ym}^{1.77} \sigma_{yb}^{1.029}}{1319 t_{cf}^{1.49} \left( \frac{G_{vb}}{d_b} \right)^{0.88}} \quad (3.8a)$$

$$R_{in} = \frac{52480 t_{ep}^{0.45} t_{bw}^{2.488} D_b^{0.061} t_{cf}^{0.705} \left( \frac{G_{hb}}{d_h} \right)^{0.233}}{a^{0.75} d_b^{0.71} B_{cf}^{1.46} \left( \frac{G_{vb}}{d_b} \right)^{0.33}} \quad (3.8b)$$

$$n = \frac{t_{ep}^{0.13} t_{cf}^{0.21} D_b^{2.593} a^{0.68} \sigma_{yb}^{0.68}}{d_b^{2.48} \sigma_{ym}^{0.707} t_{bw}^{2.75} \left( \frac{G_{hb}}{d_b} \right)^{1.19} \left( \frac{G_{vb}}{d_b} \right)^{0.358}} \quad (3.8c)$$

$$R_{pn} = \frac{\sigma_{ym}^{0.996} t_{cf}^{1.02} D_b^{5.1} \sigma_{yb}^{0.11} t_{ep}^{0.71}}{d_b^{8.33} t_{bw}^{2.6} \left( \frac{G_{hb}}{d_b} \right)^{3.97} \left( \frac{G_{vb}}{d_b} \right)^{1.18}} \quad (3.8d)$$

Donde:

$t_{ep}$  = espesor de la placa extrema,

$t_{bw}$ ,  $t_{cw}$  = espesores de los patines de viga y columna respectivamente.

$D_b$  = peralte total de la viga.

$B_{cf}$  = ancho del patín de la columna

$t_{bf}$ ,  $t_{fw}$  = espesores de las almas de viga y columna respectivamente.

$a$  = extensión de la placa extrema desde el centro del último tornillo al borde.

$G_{vb}$  = paso,

$G_{hb}$  = gramil,

$d_b$  = diámetro de tornillos,

$\sigma_{ym}$  = esfuerzo de fluencia de materiales (viga, columna y placas),

$\sigma_{yb}$  = esfuerzo de fluencia de tornillos.

### 3.3 Comparación de fórmulas con resultados experimentales.

En la Tabla 3.1 se muestran algunos de los parámetros más relevantes de nueve especímenes ensayados, de conexiones de momento de placa de extremo extendida. La primera de las conexiones fue probada por Gómez-Bernal y otros (2007), y se designa como UAM-1, se trata de una conexión con atiesadores de extensión, la gráfica de la envolvente correspondiente a este ensaye se muestra en la figura 3.6. El resto de los especímenes fueron ensayadas por Adey y otros (2000), tres de ellas con atiesadores de extensión (M4, M6 y L4), y cinco sin atiesadores (S1, S2, S3, M2 y L2). Al final de la tabla, en la última columna, también se indica la rigidez inicial estimada.

Tabla 3.1 Parámetros de las conexiones de placa de extremo seleccionadas.

Conexión	tipo	Viga	Columna	Espesor placa (mm)	Tornillos	Rigidez estimada (kN/m)
UAM-1	Con AT. EXT.	W16X26	W12X40	19	A325-7/8	28,000
S1	Sin AT. EXT.	W14X34	W12X79	19	A490 -7/8	46,545
S2	Sin AT. EXT.	W14X34	W12X79	13.3	A490- 1	29,670
S3	Sin AT. EXT.	W14X34	W12X79	13.3	A490- 1	67,030
M2	Sin AT. EXT.	W18X65	W12X96	15.9	A325-1 1/8	183,600
M4	Con AT. EXT.	W18X65	W12X96	15.9	A490-1 ¼	160,000
M6	Con AT. EXT.	W18X65	W12X96	15.9	A490-1 ¼	193,111
L2	Sin AT. EXT.	W24X84	W12X96	15.9	A490-1 ¼	285,028
L4	Con AT. EXT.	W24X84	W12X96	15.9	A490-1 ¼	431,407

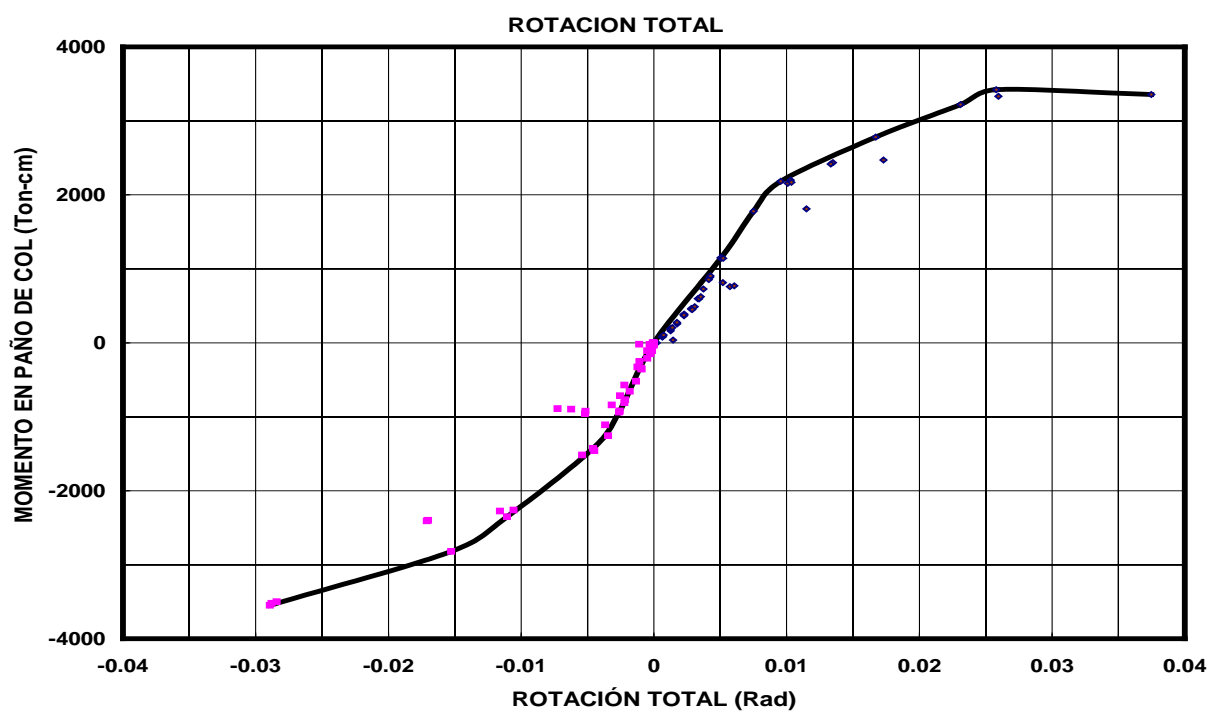
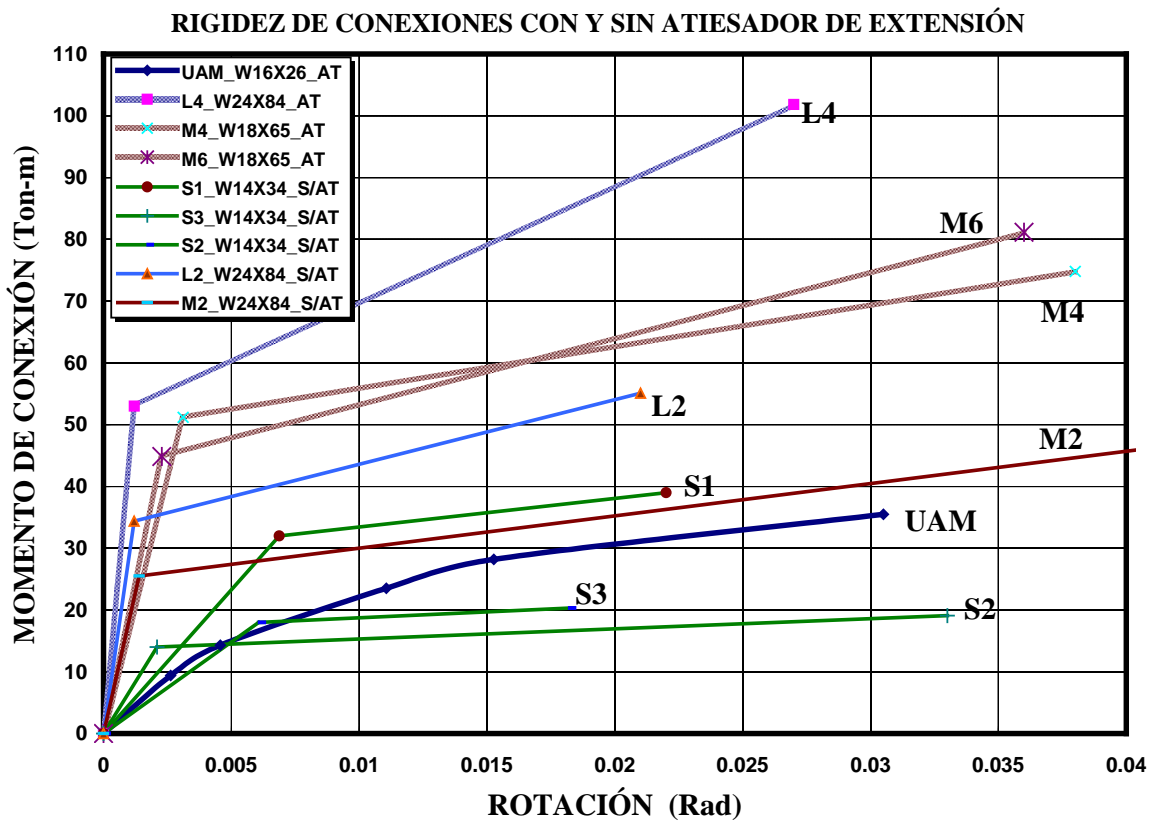


Figura 3.6 Relación momento-rotación del espécimen UAM-1, que corresponde a una conexión con atiesadores de extensión.



*Figura 3.7 Comportamiento de las nueve conexiones de placa de extremo usadas en este estudio para comparar con las predicciones*

En la Figura 3.7 se muestran las gráficas simplificadas para todas las conexiones de la Tabla 3.1. Puede notarse que aumenta significativamente la capacidad resistente de la conexión cuando se adicionan los atiesadores de extensión, así para las conexiones del grupo M, las resistencias elásticas a momento de las conexiones atiesadas M4 y M6 son aproximadamente 1.8 y 2 veces, respectivamente, la resistencia de la conexión M2, que es similar, pero que no se atiesó. Por su parte la conexión L4 tiene 1.6 veces la resistencia a momento de la conexión L2, que al igual que las anteriores, solo difieren en el atiesador de extensión. Al comparar las ramas post-elásticas de cada uno de estos dos grupos, se

observa que, las conexiones con atiesadores tienen pendientes similares a las de las conexiones sin atiesadores.

### 3.4 Procedimiento para estimar curvas en conexiones de placa de extremo con atiesadores de extensión.

Debido a que las expresiones de Bahaari y Sherbourne (1997), solo son aplicables para conexiones de placa de extremo sin atiesadores de extensión, no proporcionan resultados adecuados en las conexiones, UAM-1, ni tampoco en M4, M6 y L4. Por lo que se proponen expresiones modificadas. Considerando que los parámetros  $n$  y  $R_{in}$  no cambian, de acuerdo a lo observado, deben modificarse los otros dos parámetros  $M_o$  y  $R_{ip}$ , de tal manera que se incluya el efecto de la placa atiesadora de extensión,  $t_{aex}$ . La razón de modificar estos parámetros es porque aumentan su valor al existir esas placas.

En la Figura 3.8 se muestran las gráficas de algunas de las conexiones de la Tabla 3.1, y se incluyen además, las calculadas con la fórmula 3.8 de Bahaari y Sherbourne (1997). Se observa que en general, esta fórmula proporciona resultados satisfactorios de acuerdo a las conexiones S3, M2 y L2. Las gráficas muestran las relaciones Momento-rotación obtenidas experimentalmente y se comparan con las obtenidas usando las fórmulas de Bahaari y Sherbourne (1997)(en color verde), y las fórmulas modificadas de Cruz y Gómez-Bernal (2007)(en línea de guiones), para obtener los valores usados con el método de los cuatro parámetros.

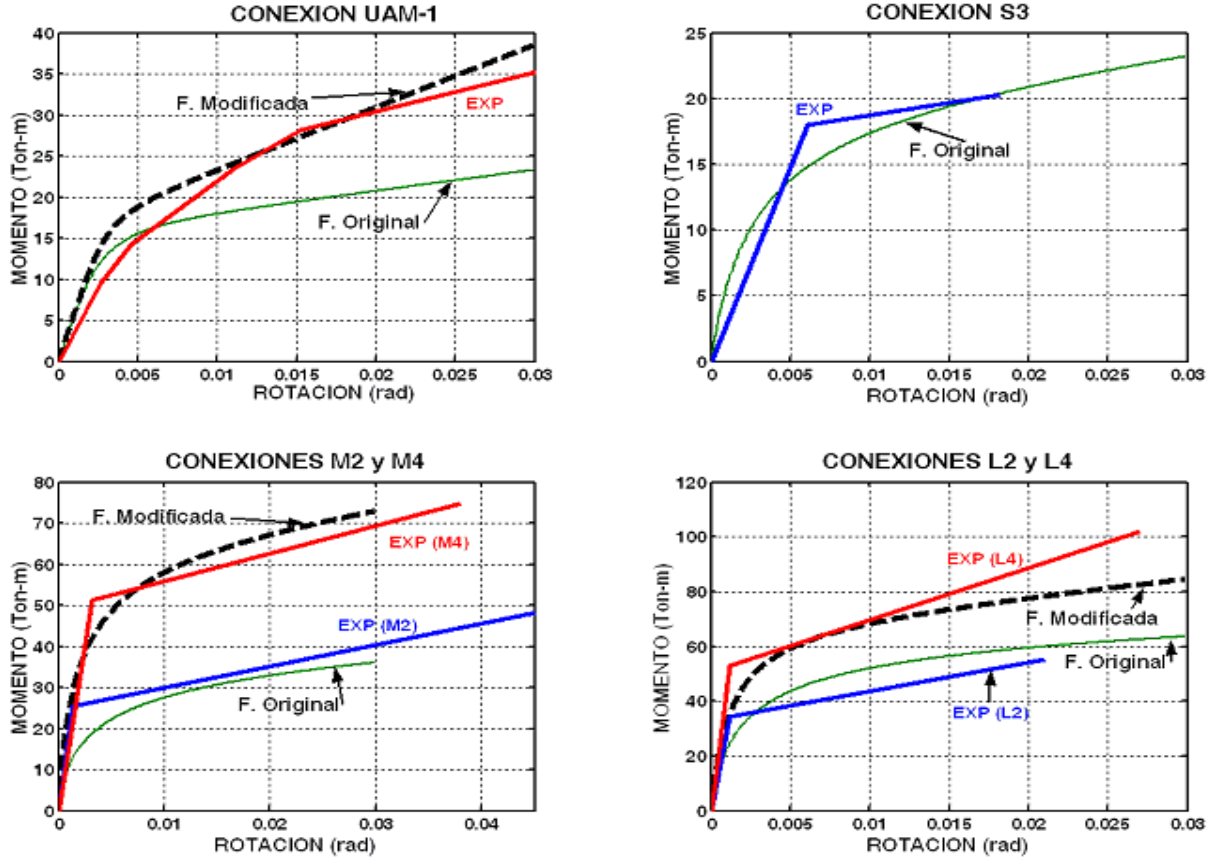


Figura 3.8 Gráficas  $M-\theta$  comparativas, de conexiones de Placa de Extremo, entre datos experimentales, la Fórmula Original de Bahaari y Sherbourne, (1997) y la Fórmula Modificada presentada por Cruz y Gómez-Bernal (2007).

Las dos expresiones modificadas para  $M_o$  y  $R_{pn}$  a usarse para conexiones de Placa Atiesada con atiesadores de extensión son:

$$M_o = \frac{t_{aex}^{0.13} t_{ep}^{0.438} a^{0.726} t_{bw}^{0.937} D_b^{0.413} t_{cw}^{1.914} B_{cf}^{0.442} \sigma_{ym}^{1.77} \sigma_{yb}^{1.029}}{1319 t_{cf}^{1.49} \left( \frac{G_{vb}}{d_b} \right)^{0.88}} \quad (3.9)$$

$$R_{pn} = \frac{t_{aex}^{0.15} \sigma_{ym}^{0.996} t_{cf}^{1.02} D_b^{5.1} \sigma_{yb}^{0.11} t_{ep}^{0.71}}{d_b^{8.33} t_{bw}^{2.6} \left( \frac{G_{hb}}{d_b} \right)^{3.97} \left( \frac{G_{vb}}{d_b} \right)^{1.18}} \quad (3.10)$$

Donde:

$M_0$  = Momento de referencia para el método de los cuatro parámetros.

$R_{pn}$  = Rigidez de endurecimiento por deformación para el método de los cuatro parámetros.

$t_{aex}$  = Espesor del atiesador.

$t_{ep}$  = espesor de la placa de extremo

$t_{bw}$ ,  $t_{cw}$  = espesores de las almas de viga y columna respectivamente.

$D_b$  = peralte total de la viga.

$B_{cf}$  = ancho del patín de la columna

$t_{bf}$ ,  $t_{cf}$  = espesores de los patines de viga y columna respectivamente.

$a$  = extensión de la placa extrema desde el centro del último tornillo al borde.

$G_{vb}$  = paso,

$G_{hb}$  = gramil,

$d_b$  = diámetro de tornillos,

$\sigma_{ym}$  = esfuerzo de fluencia de materiales (viga, columna y placas),

$\sigma_{yb}$  = esfuerzo de fluencia de tornillos.

En la Figura 3.8 se indican con línea punteada las curvas obtenida con éstas fórmulas modificadas (3.9 y 3.10), y con los valores de  $n$  y  $R_{in}$  originales. Como se puede observar se ajustan bastante bien a las de los resultados experimentales para las conexiones UAM-1, M4 y L4.

Se utilizaron estas recomendaciones para realizar 4 diseños de conexión de placa de extremo que se denominan:

a) 4TNA325, cuatro tornillos no atiesada con tornillos ASTM A325.

b) 4TA325, cuatro tornillos con atiesadores de extensión y tornillos ASTM A325.



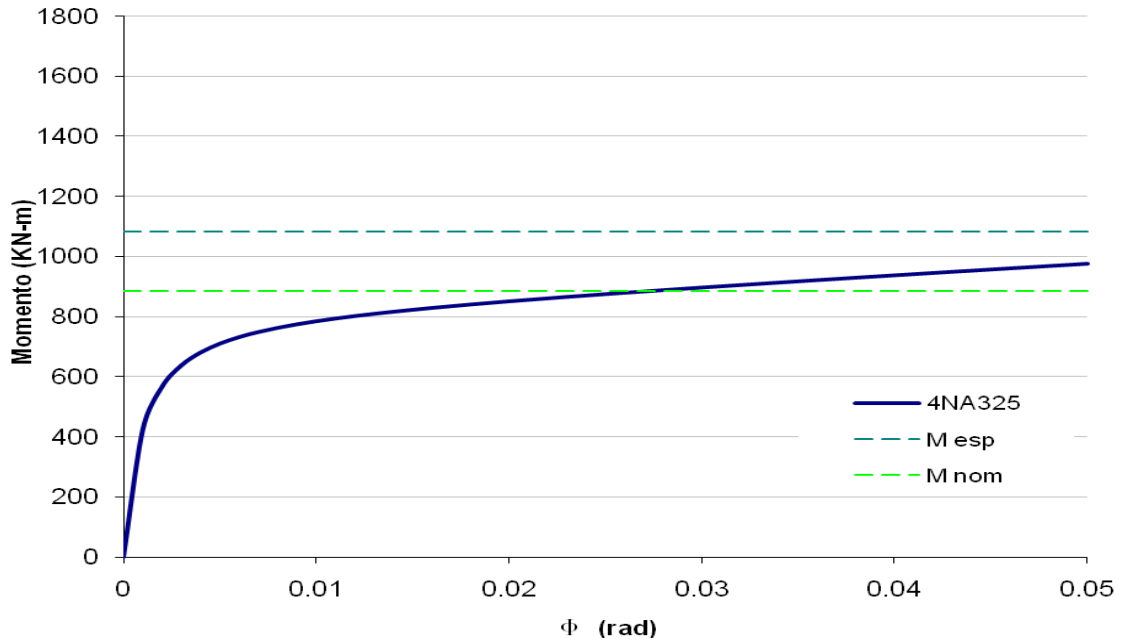
c) 4TNA490, cuatro tornillos no atiesada con tornillos ASTM A490.

d) 4TA490, cuatro tornillos con atiesadores de extensión y tornillos ASTM A490.

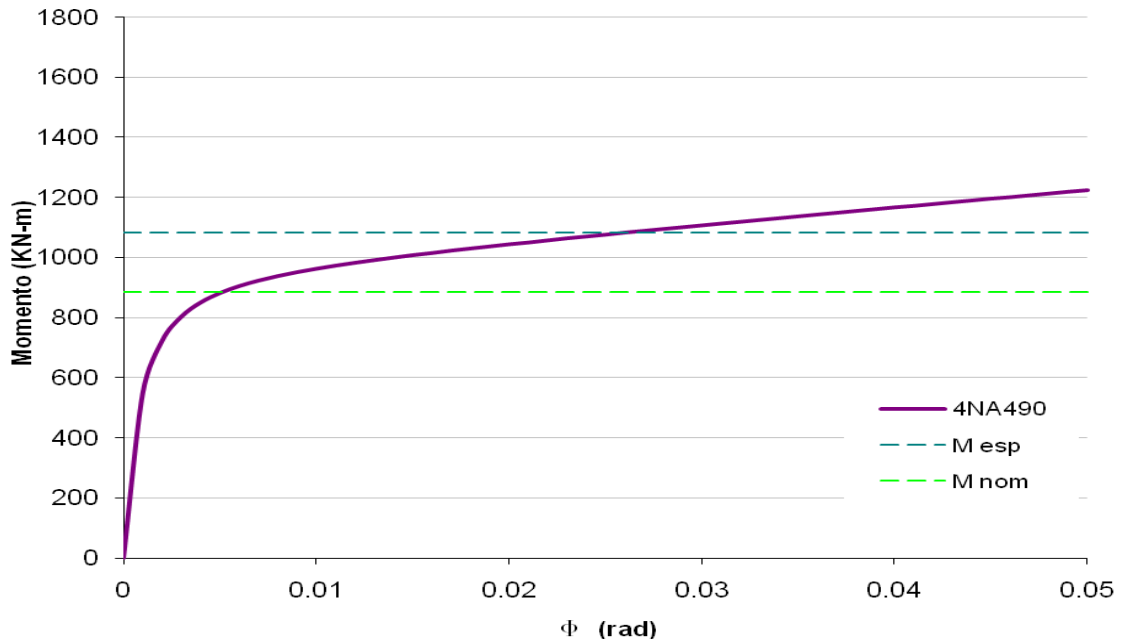
*Tabla 3.2 Dimensiones de elementos en conexiones diseñadas*

	4TNA325	4TA325	4TNA490	4TA490
$t_p$ (mm)	38	32	38	32
$t_{bf}$ (mm)	17.272	17.272	17.272	17.272
$t_{cf}$ (mm)	27.686	27.686	27.686	27.686
$D_b$ (mm)	607.06	607.06	607.06	607.06
$B_{cf}$ (mm)	327.66	327.66	327.66	327.66
$t_{bw}$ (mm)	11.176	11.176	11.176	11.176
$t_{cw}$ (mm)	16.61	16.61	16.61	16.61
$a$ (mm)	66.675	66.675	66.675	66.675
$G_{hb}$ (mm)	139.7	139.7	139.7	139.7
$G_{vb}$ (mm)	152.4	152.4	152.4	152.4
$d_{bo}$ (mm)	38	38	35	35
$\sigma_{ym}$ (N/mm)	250	250	250	250
$\sigma_{yb}$ (N/mm)	620	620	780	780

Una vez que se calcularon los datos, se usaron las ecuaciones 3.8a a 3.8d propuestas por Bahaari y Sherbourne (1997) para obtener los valores de rigidez inicial, rigidez de endurecimiento por deformación, Momento de referencia y parámetro de forma, y usar las expresiones de Richard-Abbott en el modelo de cuatro parámetros para calcular las curvas Momento-Rotación de las conexiones 4TNA325 y 4TNA490 clasificadas como sin atiesadores de extensión. En la figura 3.9 se muestran las relaciones Momento-Rotación obtenidas para estas conexiones.



a) conexión tipo cuatro tornillos no atiesada, con tornillos ASTM A325.



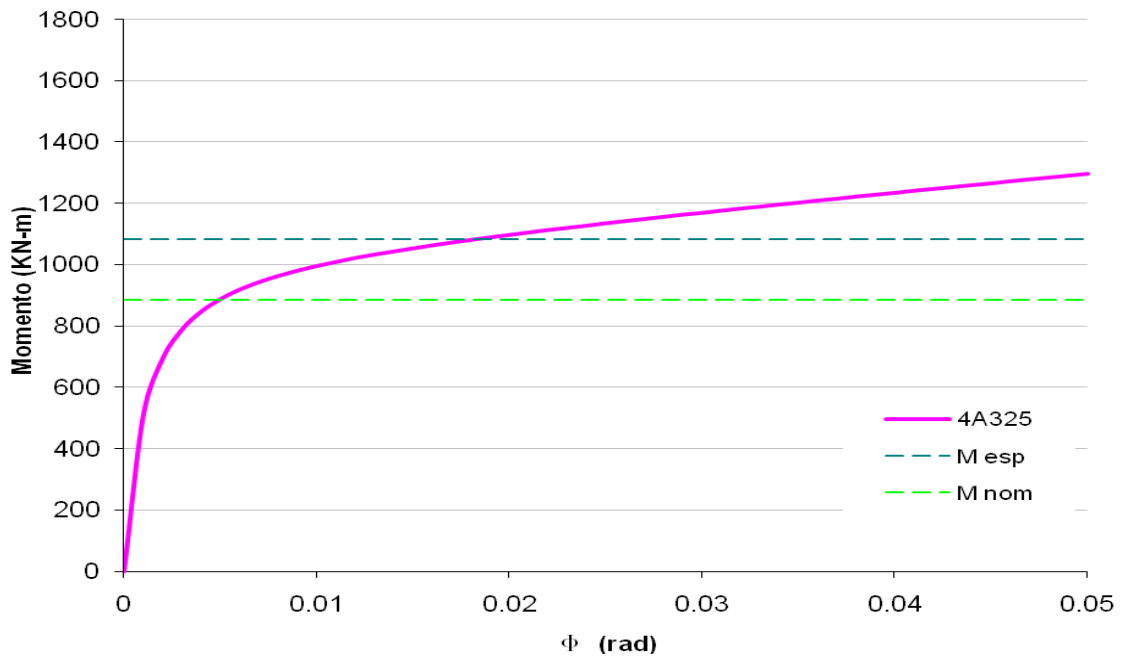
b) Conexión tipo cuatro tornillos no atiesada, con tornillos ASTM A490.

Figura 3.9 Curva momento-rotación para las conexiones de placa de extremo no atiesada 4NA325 y 4NA490.

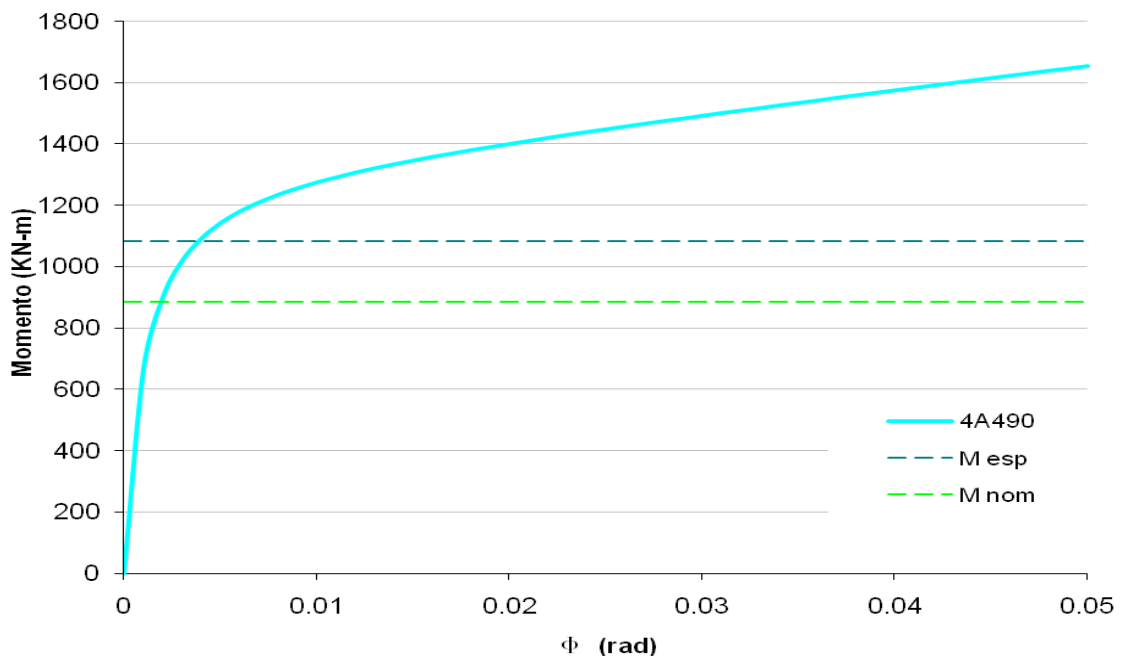
Se usaron las ecuaciones modificadas 3.9 y 3.10 propuestas por Cruz y Gómez-Bernal (2007), en conjunto con las ecuaciones 3.8a y 3.8b para obtener las curvas Momento-Rotación correspondientes a las conexiones 4TA325 y 4TA490 que se diseñaron considerando atiesadores de extensión. En la figura 3.10 se muestran las relaciones momento-rotación calculadas para estas conexiones.

Las curvas momento-rotación calculadas se pueden representar mediante un modelo bilineal, en la figura 3.11 se muestran las curvas calculadas para las conexiones con placa de extremo no atiesada y en la figura 3.12 las curvas que corresponden a las conexiones con placa de extremo extendida atiesada, en las graficas se indica, en color rojo, la representación bilineal propuesta para obtener valores de rigidez y resistencia promedio para ser usadas en los modelos propuestos de marcos.

Al analizar los datos observamos que, las conexiones de placa de extremo extendida que se diseñaron para conectar la misma viga presentan variaciones importantes en su resistencia. Al considerar la resistencia máxima esperada de la viga como el 100% y comparar este valor con la resistencia de fluencia de la conexión calculada a partir de la propuesta bilineal, encontramos valores desde 68% para la conexión 4ANA325 hasta valores de 110% de la resistencia máxima esperada de la viga para la conexión 4A490.

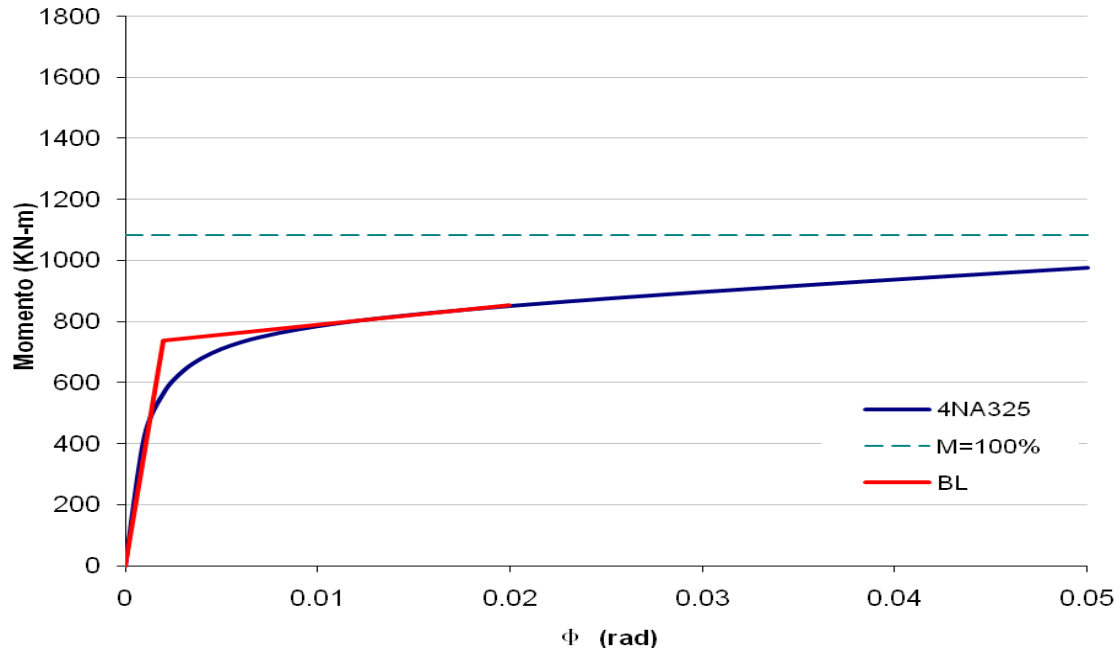


a) Conexión tipo cuatro tornillos atiesada, con tornillos ASTM A325.

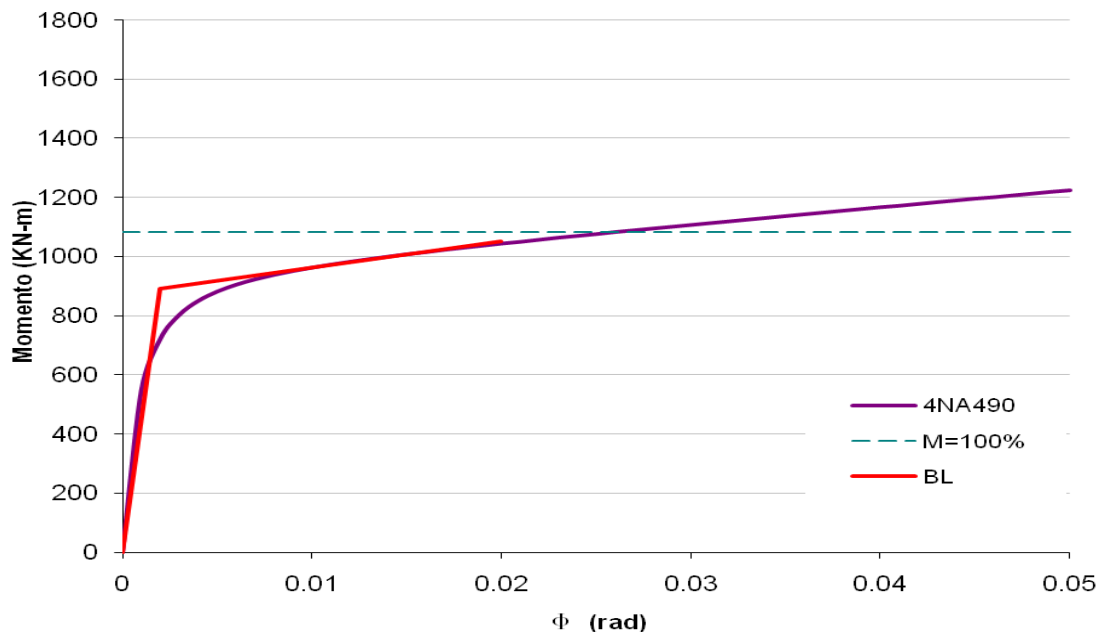


b) Conexión tipo cuatro tornillos atiesada, con tornillos ASTM A490.

*Figura 3.10 Curva momento-rotación para las conexiones de placa de extremo con atiesadores de extensión 4A325 y 4A490.*

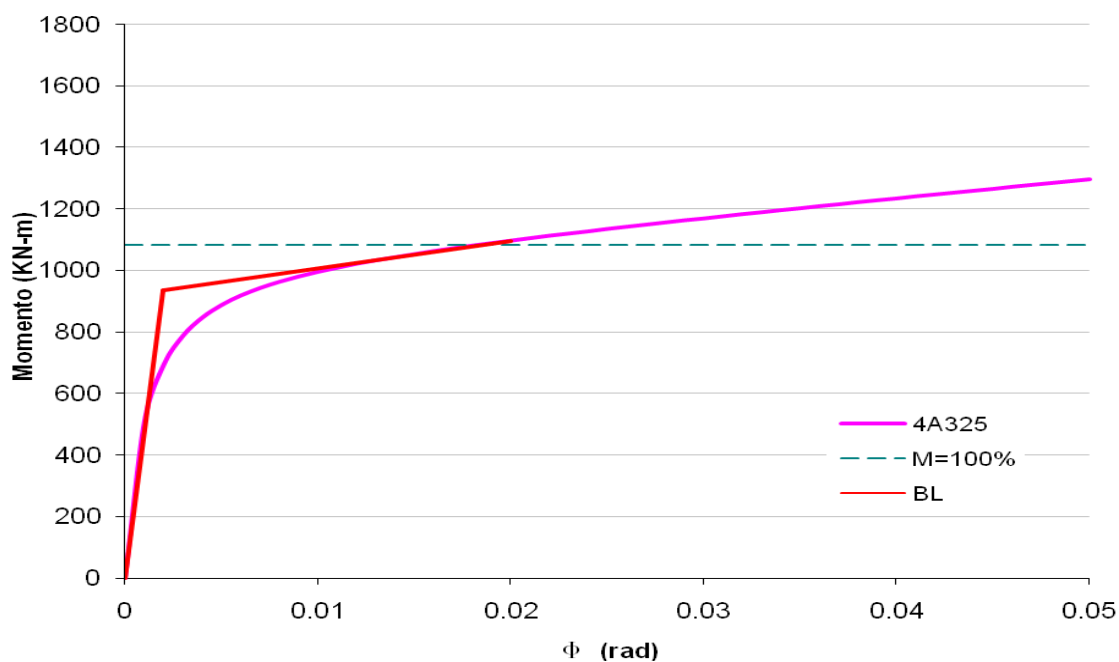


a) Propuesta bilineal de la conexión 4NA325.

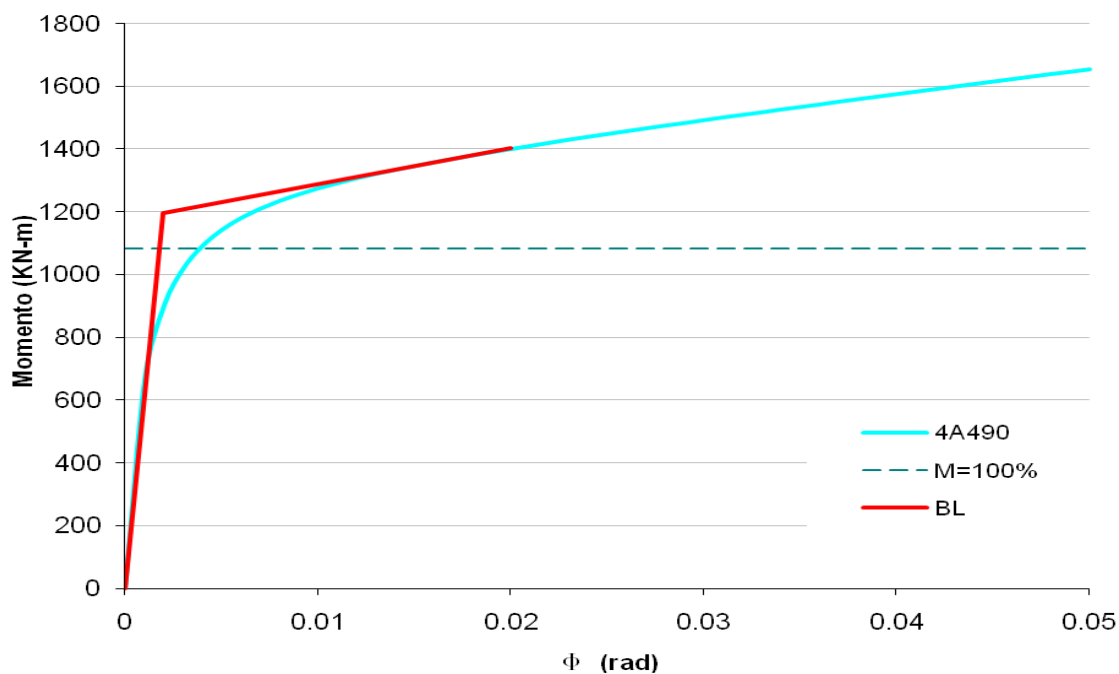


b) Propuesta bilineal de la conexión 4NA490.

*Figura 3.11 Curvas momento-rotación y aproximaciones bilineales para las conexiones no atiesadas 4NA325 y 4NA490.*



a) Propuesta bilineal para conexión 4A325.



b) Propuesta bilineal para conexión 4A490.

*Figura 3.12 Curvas momento-rotación y aproximaciones bilineales para las conexiones con atiesadores 4A325 y 4A490.*

## **CAPÍTULO 4**

# **MODELO PARA EL ESTUDIO PARAMÉTRICO**



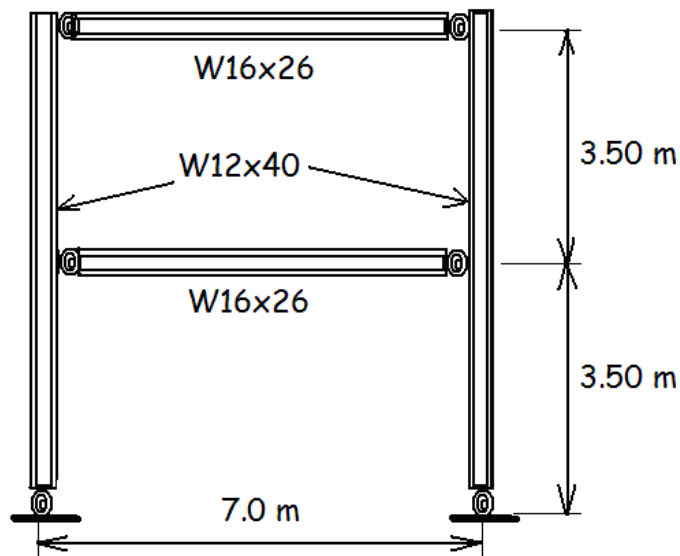


#### 4. Modelo para el estudio paramétrico

##### 4.1 Influencia de la rigidez de la conexión en la respuesta de marcos de acero.

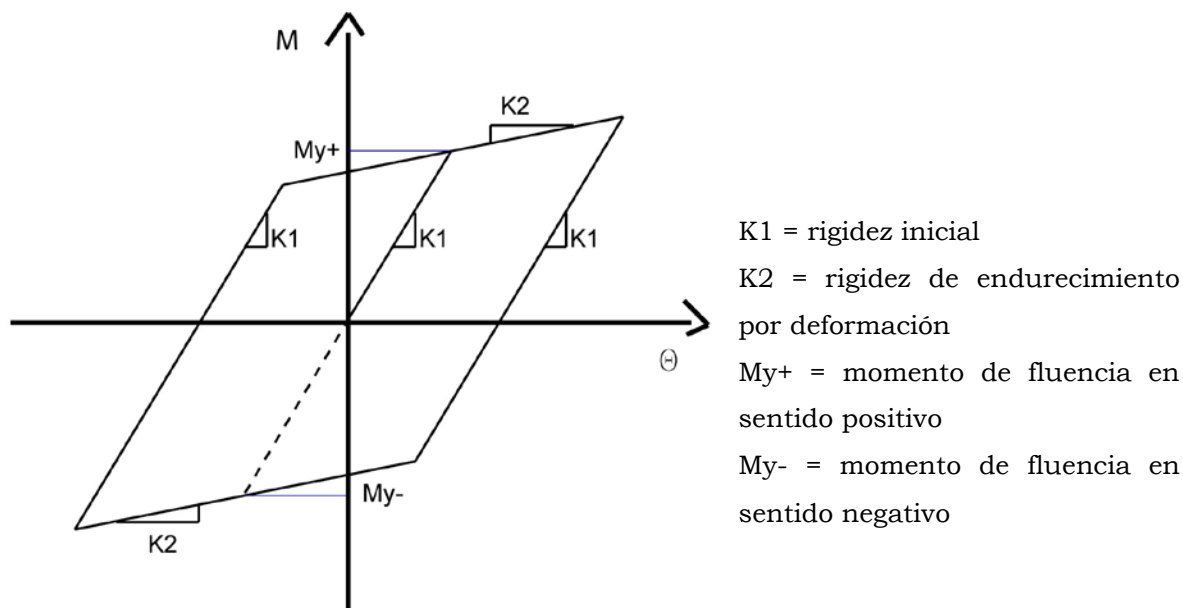
###### 4.1.1 Modelo de dos niveles.

Este marco de dos niveles se diseñó de tal manera que sus columnas y vigas tuvieran la sección transversal del espécimen ensayado UAM-1, es decir una sección W16x26 para las vigas, y W12x40 para las columnas. En la figura 4.1 se muestra el modelo de dos niveles, indicando la longitud y la altura de los niveles del marco. Primero se realizó un análisis dinámico no-lineal paso a paso utilizando el programa DRAIN-2DX, con el acelerograma EO del sismo del 19 de septiembre de 1985 registrado en la estación SCT en la Ciudad de México. Este estudio paramétrico consistió en ir variando tanto la rigidez de las conexiones en los extremos de las vigas, como la rigidez de la base de las columnas del primer entrepiso, con la finalidad de observar la variación de los desplazamientos de entrepiso y de los momentos en cada una de las barras.



*Figura 4.1 Modelo de dos niveles utilizado en este trabajo para el análisis dinámico. Los perfiles son los mismos a los del espécimen UAM-1.*

Para modelar las conexiones se usó el elemento tipo 4 del programa DRAIN-2DX Versión 1.10 (1993). Éste es un elemento que conecta dos nodos con coordenadas idénticas y al cual se le pueden asociar propiedades de un resorte translacional ó rotacional. La figura 4.1 muestra el comportamiento del elemento conexión con descarga inelástica usado en el marco.

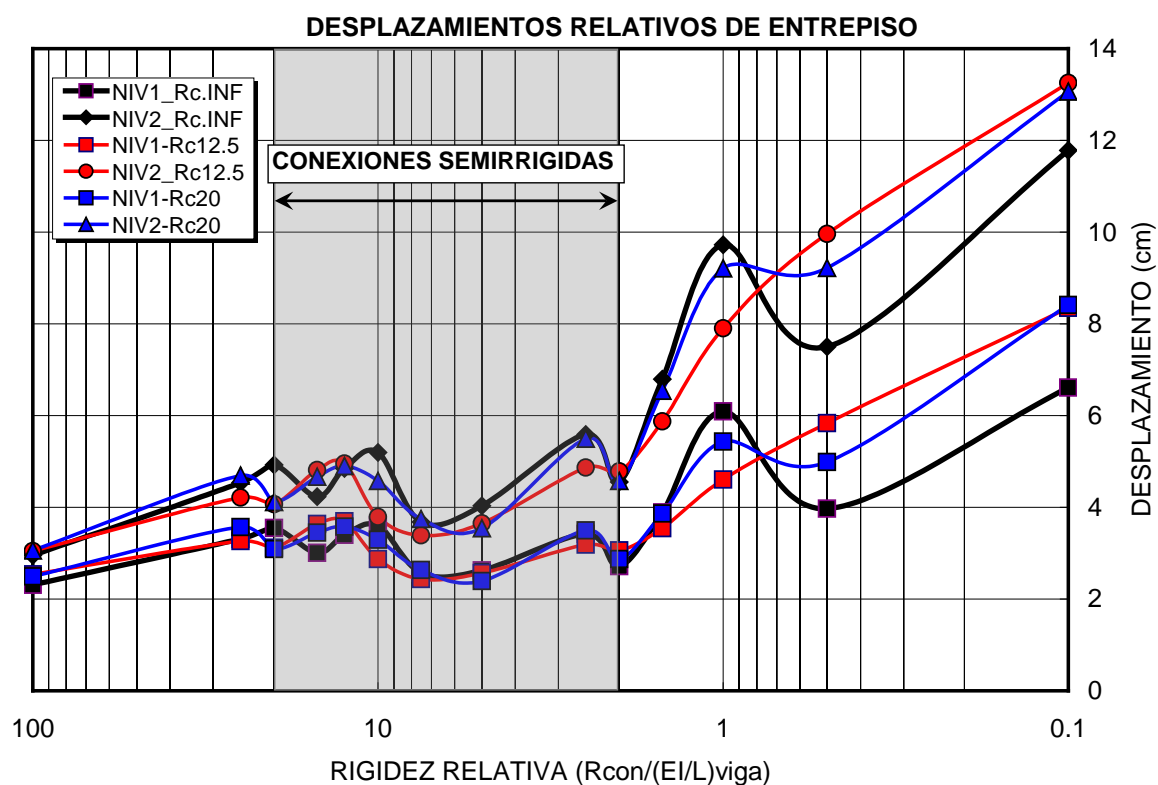


*Figura 4.2 Comportamiento del elemento de conexión rotacional tipo 4 del programa DRAIN-2DX.*

#### 4.1.1.1 Desplazamientos relativos.

La figura 4.3 muestra los desplazamientos relativos de entrepiso obtenidos al variar la rigidez relativa de las conexiones viga-columna y la rigidez relativa de las conexiones base-columna. Se puede observar que, cuando la rigidez relativa de las conexiones viga-columna se encuentran en el intervalo de las conexiones semirrígidas (valores entre 2 y 25), y la base de las columnas no es infinitamente rígida, se incrementan los desplazamientos de entrepiso entre 1.11 y 1.56 veces en comparación con

el caso en el que las columnas tienen una base infinitamente rígida. Cuando disminuye la rigidez relativa de las conexiones de las vigas, por debajo de 2, se incrementan substancialmente los desplazamientos a valores hasta de 2.86 veces. Estos valores menores a 2, estarían en el intervalo de las conexiones simples. En el segundo entrepiso la tendencia es similar al del primero sólo que los valores son mayores, el caso del intervalo de 25 a 2, los valores son entre 1.24 y 1.89 veces el del caso de conexiones rígidas.



*Figura 4.3 Desplazamientos relativos de entrepiso del marco de dos niveles para 3 condiciones diferentes de la rigidez de la base de las columnas ( $R_c$ ), en cada caso se varía la rigidez relativa de las conexiones de la viga ( $R_{con}/(EI/L)_{viga}$ ).*

El efecto de ir reduciendo la rigidez en la base de las columnas se puede apreciar de las Figuras 4.3 y 4.4. Para el caso de la rigidez relativa en la base de 12.5 (en color rojo), en el primer entrepiso existe cierta reducción

de los desplazamientos de entrepiso para las conexiones semirrígidas, pues los valores se encuentran entre 1.06 y 1.60 veces los calculados para el modelo completamente rígido (columnas y vigas). Para el segundo entrepiso también disminuyen los valores calculados, se observa que los desplazamientos están entre 1.15 y 1.68 veces los calculados para el caso infinitamente rígido. Cuando se compara con una rigidez relativa en la base de 20 (en color azul), los desplazamientos relativos en el primer entrepiso disminuyen con respecto al caso de base rígida, y son entre 1.03 y 1.65 veces su valor, mientras que en el segundo están entre 1.20 y 1.86 veces. Si se analiza el comportamiento de los momentos en los entrepisos se notará que la tendencia es diferente al de los desplazamientos.

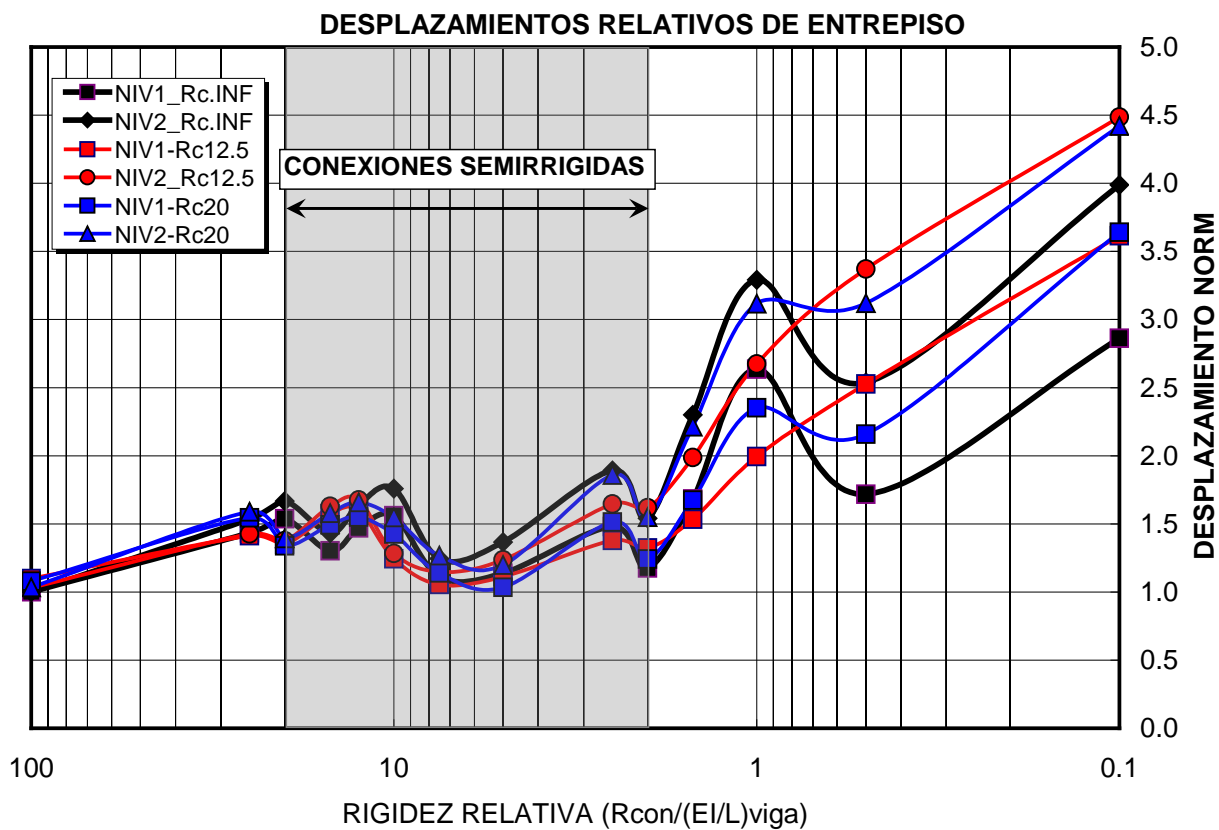


Figura 4.4 Desplazamientos relativos de entrepiso normalizados de la Figura 4.3.

#### 4.1.1.2 Momentos en Columnas.

En la Figura 4.4 se muestra el caso de columnas empotradas en la base. El momento máximo en las columnas del primer nivel (en color negro), aumenta como era de esperarse, aunque en algunos intervalos de rigidez relativa es casi similar (como en el intervalo de 5 a 8). Pero para conexiones de viga simple el máximo momento no sobrepasa el 50% respecto al caso rígido, porque llega a plastificarse la base. Sin embargo en las columnas del segundo nivel, si se aprecia una disminución substancial de los momentos máximos a partir del valor de rigidez relativa de 7.5, porque éstos llegan a ser hasta el 55% del rígido.

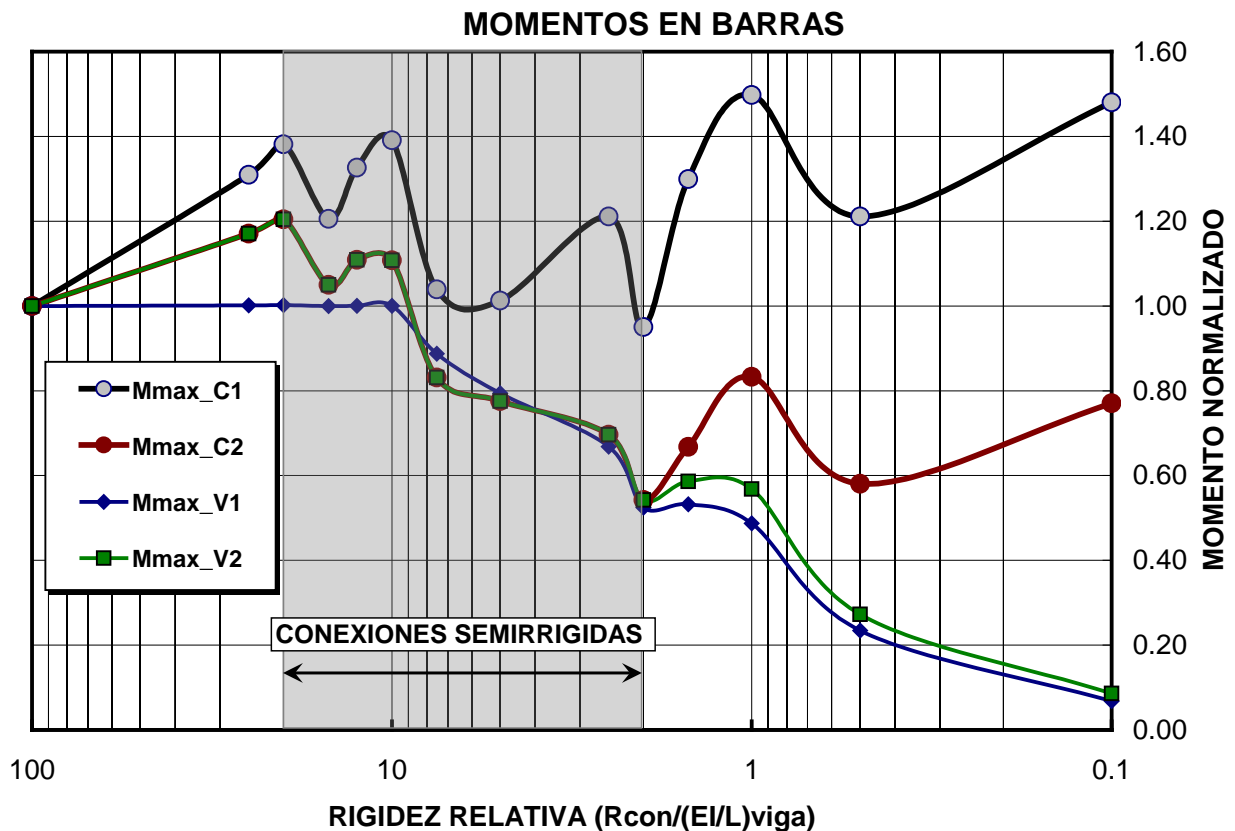


Figura 4.5 Variación de los momentos máximos de las columnas y vigas del marco plano de dos niveles, con la rigidez relativa de las conexiones en las vigas, para el caso de base rígida en las columnas.

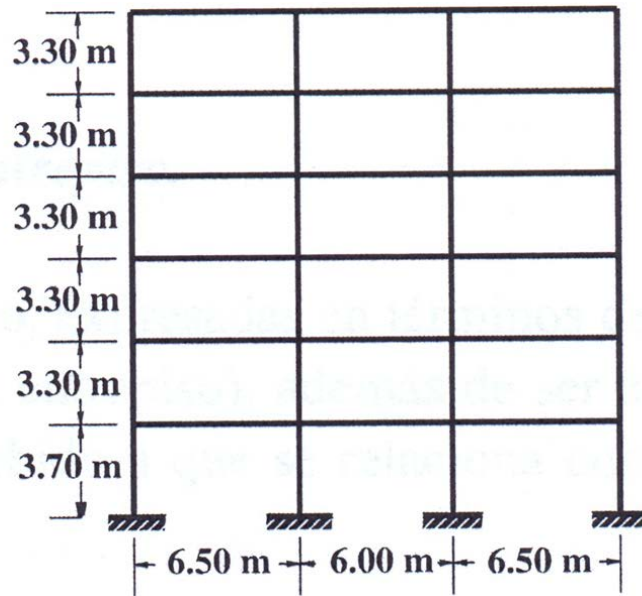
#### 4.1.1.3 Momentos en vigas.

Los momentos en los extremos de las vigas disminuyen, como es lógico, a partir de valores de rigidez relativa de 10. En el caso del primer nivel, se forma una articulación plástica en la viga para todas las rigideces mayores a 10. Se observa que para rigideces casi nulas de las conexiones de vigas, bajó el momento como corresponde al caso articulado.

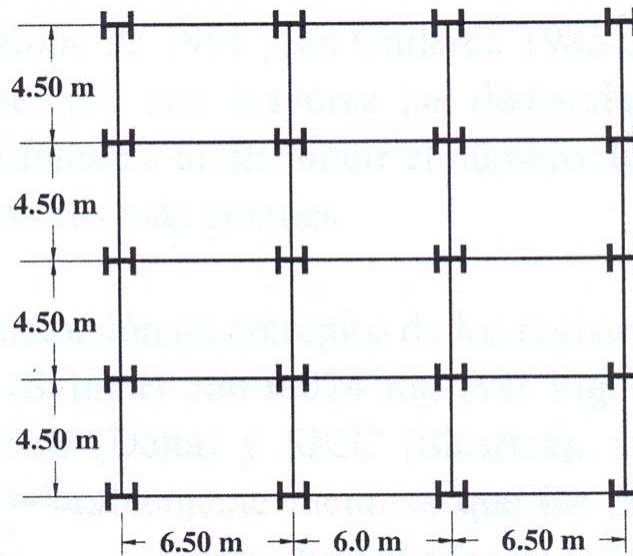
#### 4.2 Características generales de los modelos de seis niveles.

Para la realización del estudio paramétrico se eligió un marco plano de acero de seis niveles que forma parte de un diseño convencional de un edificio cuyo diseño satisface los requerimientos de cargas gravitacional y por sismo, empleando un coeficiente sísmico reducido de 0.20, además el diseño cumple con las limitaciones de desplazamientos máximos que se establecen en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias (2004).

Para satisfacer las demandas gravitacionales y sísmicas se emplearon perfiles de sección W compactas cuyo esfuerzo nominal de fluencia es de 248 MPa (36 ksi), tanto para vigas como para columnas. Para el diseño se usaron las secciones tipo W cuyas dimensiones se encuentran en el Manual de Construcción de Acero, decimotercera edición, publicado por el AISC (2002). Este marco se retomó de un estudio realizado por Gómez Bernal y Sordo Zabay (2005) el cual considera conexiones rígidas. En la figura 4.6 se muestran una elevación y la planta del edificio de seis niveles para el cual se seleccionaron los siguientes perfiles: columnas W24x146 para los niveles 1 a 3, columnas W24x131 para los niveles 4 a 6 y vigas W24x76 para todos los niveles.



a) Elevación del modelo

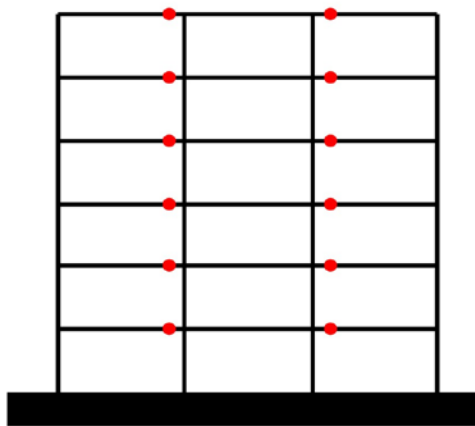


b) Planta del modelo

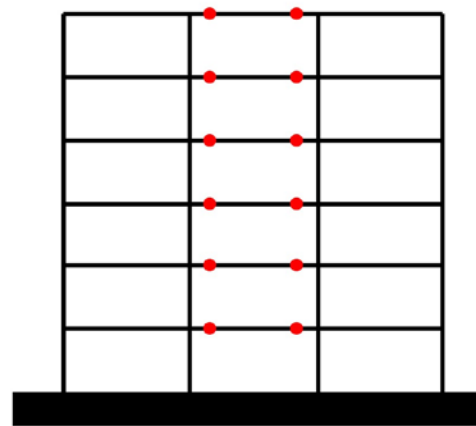
*Fig. 4.6 Modelo de 6 niveles usado en esta investigación.*

El marco seleccionado para el análisis paramétrico cuenta con alturas de entrepiso de 3.70 m. en planta baja y 3.30 m. en los demás niveles, las crujías son de 6.50 m. en los extremos y 6.00 m. al centro, estas dimensiones y perfiles reportan un periodo elástico de 0.7 segundos considerando un amortiguamiento crítico del 2%.

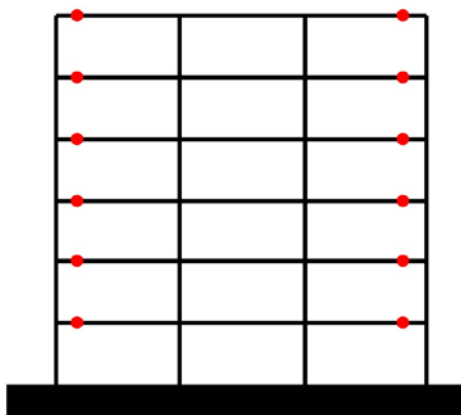
Una vez establecido el modelo básico, el siguiente paso consistió en determinar cuáles serían las ubicaciones para los elementos que simularían las conexiones semirrígidas en el análisis del marco plano, finalmente se consideraron cuatro configuraciones para ubicar dichas conexiones y ver de qué manera influye esta distribución en el comportamiento de la estructura, las cuatro configuraciones se muestran en la figura 4.7 donde se indica la ubicación de las conexiones semirrígidas mediante círculos y un marco con conexiones rígidas que servirá como referencia para realizar las comparaciones con los análisis convencionales



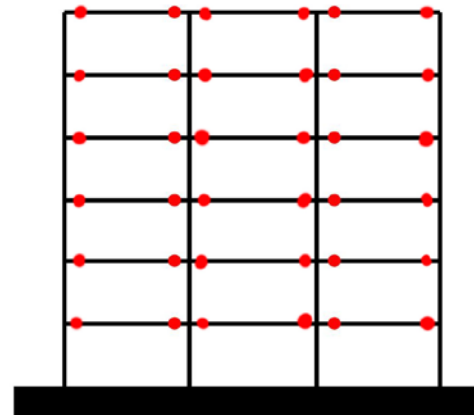
Configuración 1



Configuración 2



Configuración 3



Configuración 4

*Fig. 4.7 Ubicación de conexiones semirrígidas en marcos analizados.*

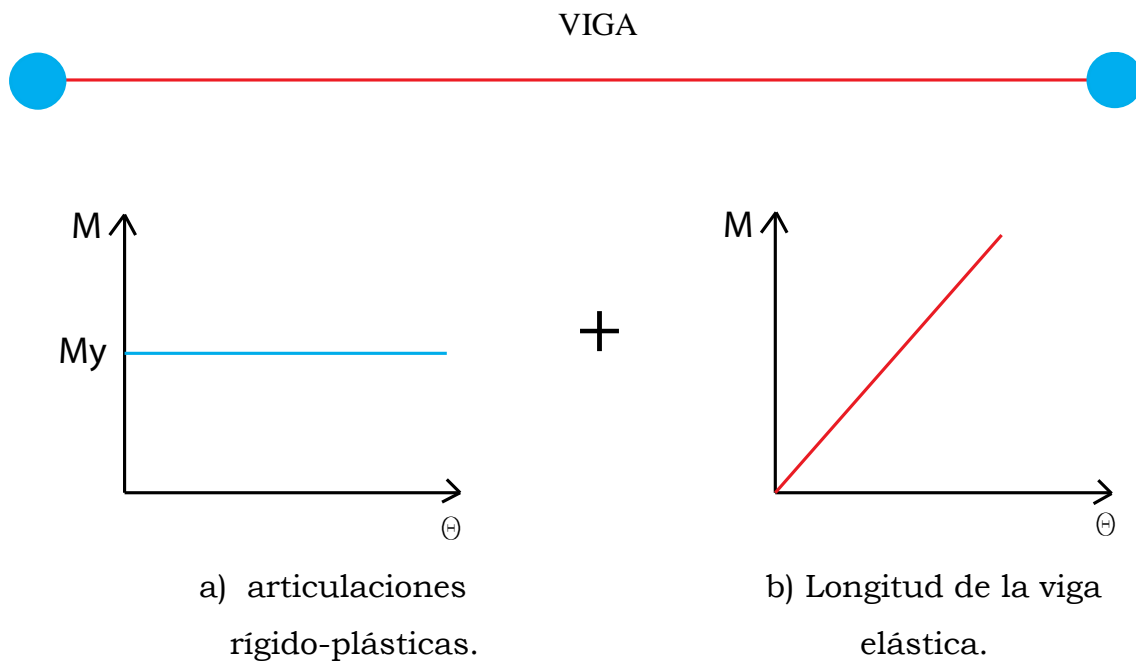


Para realizar el análisis numérico de los marcos se utilizó el programa DRAIN-2DX en el cual se realizaron modelos que consideran el comportamiento no lineal de los elementos y en el que se llevaron a cabo análisis dinámicos, usando acelerogramas correspondientes a sismos registrados tanto en México como en el extranjero.

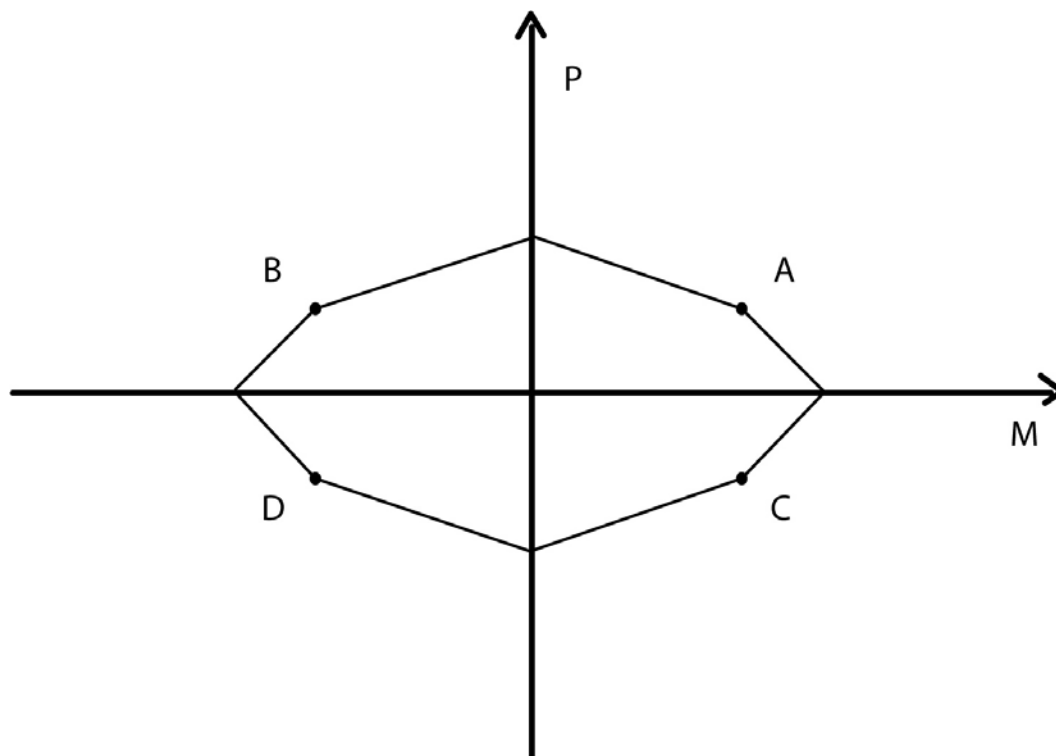
#### 4.3 Comportamiento no lineal de los elementos estructurales.

Con el fin de obtener resultados más precisos, y aprovechando las capacidades de análisis no lineal con que cuenta el programa DRAIN-2DX, se calcularon las propiedades mecánicas de las vigas y columnas que componen el marco para representarlas de manera adecuada en el modelo, además se usaron elementos que consideran las características de rigidez rotacional de una conexión para conocer la influencia que tienen las conexiones semirrígidas en el comportamiento de la estructura.

El elemento usado en el programa DRAIN-2DX para representar el comportamiento de las vigas está formado por una viga elástica y dos articulaciones rígido-plásticas en los extremos como se muestra en la figura 4.8, de esta manera la fluencia del elemento tiene lugar, solamente, en las articulaciones de los extremos. En los elementos que representan las columnas el efecto de la carga axial en la resistencia es tomado en cuenta especificando superficies de interacción momento-carga axial como la que se muestra en la figura 4.9. Para establecer la superficie de fluencia de los elementos que representan a las columnas se deben determinar los siguientes puntos: momentos positivo y negativo de fluencia, cargas de fluencia a tensión y compresión y las proporciones de momento y carga con respecto a su correspondiente fluencia para los puntos A y B que se muestran en la figura 4.9, los puntos C y D son simétricos por la selección del tipo de superficie de fluencia que corresponde a elementos tipo viga de acero.

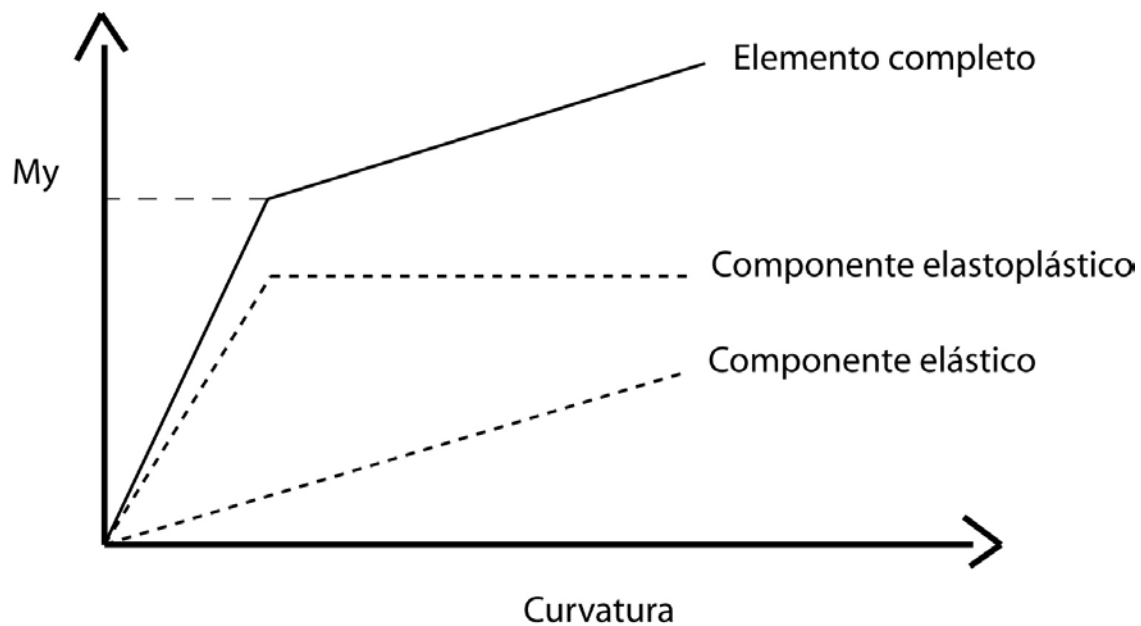


*Figura 4.8 Partes que componen el elemento tipo 2 del programa DRAIN-2DX usado para representar una viga.*



*Fig. 4.9 Superficie de fluencia tipo 2 para el elemento 2 del programa DRAIN-2DX*

El endurecimiento por deformación es modelado mediante un elemento elástico paralelo al elemento elastoplástico de manera que una vez ocurrida la fluencia en la articulación, el elemento elástico continua tomando momento, simulando de esta manera el endurecimiento por deformación. En la figura 4.10 se muestra la forma, en que el elemento que simula el endurecimiento por deformación (mostrado en línea continua), se compone a su vez por dos elementos, el primero tiene un comportamiento elastoplástico perfecto y el segundo un comportamiento elástico, cuando ambos elementos (mostrados con línea discontinua), trabajan en paralelo, sus resistencias se suman y se obtiene el comportamiento deseado en el elemento completo.



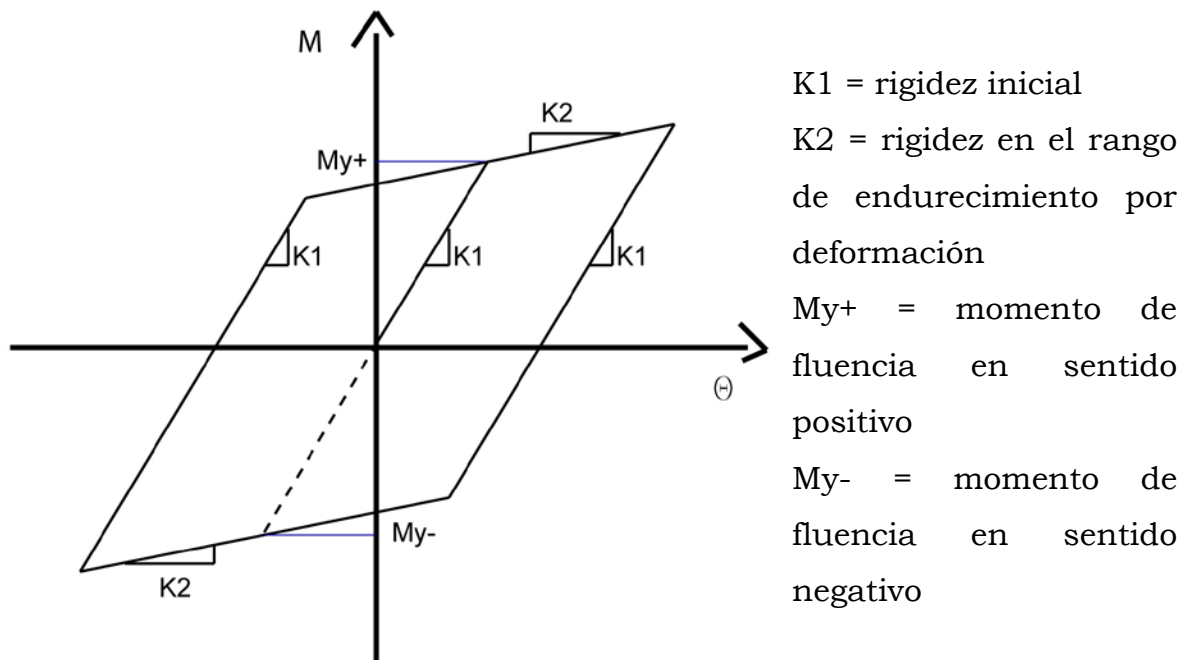
*Fig. 4.10 Modelo para considerar el endurecimiento por deformación en DRAIN-2DX*

De esta manera podemos representar a las columnas como elementos con una superficie de fluencia y las vigas como elementos que solo resisten momentos flexionantes.

Los puntos anteriores representan el comportamiento tanto de vigas como de columnas pero es necesario emplear un elemento diferente que represente el comportamiento de una conexión, el programa DRAIN-2DX nos proporciona un elemento simple, inelástico, para modelar conexiones con flexibilidad rotacional ó translacional, pero a pesar de su simplicidad es posible representar comportamientos complejos utilizando varios elementos en paralelo, para fines de esta investigación se determino que las conexiones se representarían mediante tres elementos simples.

Estos elementos representan la resistencia axial, de cortante y rotacional respectivamente, las propiedades mecánicas de estos elementos se calculan tomando como referencia la capacidad de la viga que conecta. Asumiendo que el sistema de piso cuenta con suficiente rigidez para considerarse como un diafragma infinitamente rígido en su plano se considera que los desplazamientos en ese plano son despreciables y por consiguiente al elemento axial se le asigna una rigidez y resistencia muy alta en comparación con la viga. Para calcular las propiedades a cortante se toma en cuenta que los diseños satisfacen completamente a las demandas causadas por las acciones correspondientes y por simplicidad se toma, al igual que para los elementos axiales, una resistencia y rigidez muy alta, por último las características relacionadas con la rotación de la conexión se establecen como los parámetros variables en función de las propiedades mecánicas de la viga.

La forma en que el programa DRAIN 2DX representa el comportamiento de las conexiones se muestra en la figura 4.11, mediante un representación bilineal con descarga inelástica, la cual se integra mediante una rigidez inicial, la relación de la rigidez de endurecimiento por deformación entre la rigidez inicial y el valor del momento de fluencia en ambos sentidos el cual se considera que tiene el mismo valor tanto en el sentido de momento positivo como en el negativo.



*Fig 4.11 Comportamiento del elemento de conexión rotacional*

#### 4.4 Parámetros considerados en el modelo analítico de 6 niveles.

Para determinar si una conexión se puede clasificar como rígida, semirrígida ó flexible es necesario contar con valores numéricos que delimiten las fronteras entre cada uno de los tipos mencionados. Diversas publicaciones establecen intervalos para estos parámetros. La mayoría de los autores presentan valores similares para las fronteras entre los tipos de conexiones, la figura 4.12 presenta de manera gráfica los límites adoptados en este trabajo, el rango considerado abarca valores de rigidez relativa entre 2 y 20 con lo que incluye los valores propuestos por la mayoría de los autores.

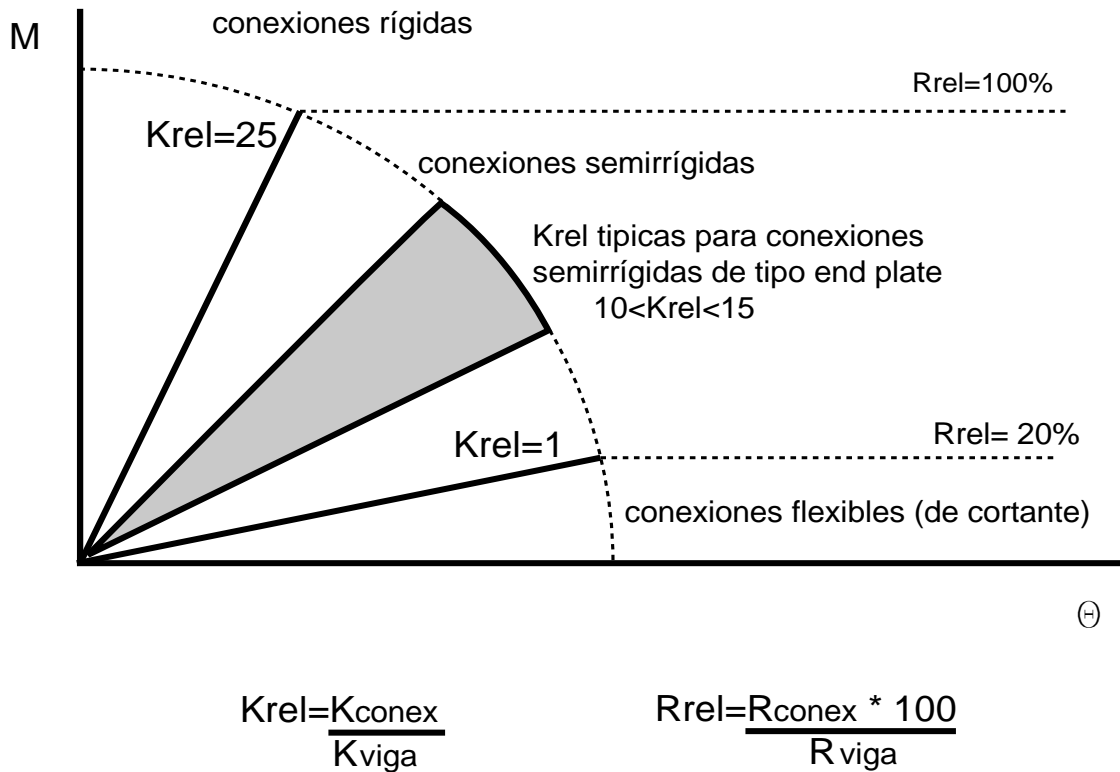


Figura 4.12 Valores de resistencia y rigidez relativos usados para determinar el tipo de conexión.

$K_{rel}$  = Rigidez relativa de la conexión.

$K_{conex}$  = Rigidez de la conexión.

$K_{viga}$  = Rigidez de la viga

$R_{rel}$  = Resistencia relativa de la conexión en porcentaje.

$R_{conex}$  = Resistencia de la conexión.

$R_{viga}$  = Resistencia de la viga (momento plástico esperado)

El siguiente paso fue determinar el valor de los intervalos para cada uno de los parámetros del modelo, de manera que se pudieran hacer comparaciones con datos obtenidos de conexiones diseñadas de manera convencional, para ello se decidió tomar a la rigidez relativa ( $K_{rel}$ ), como variable principal y se establecieron 20 valores para ella, que en conjunto

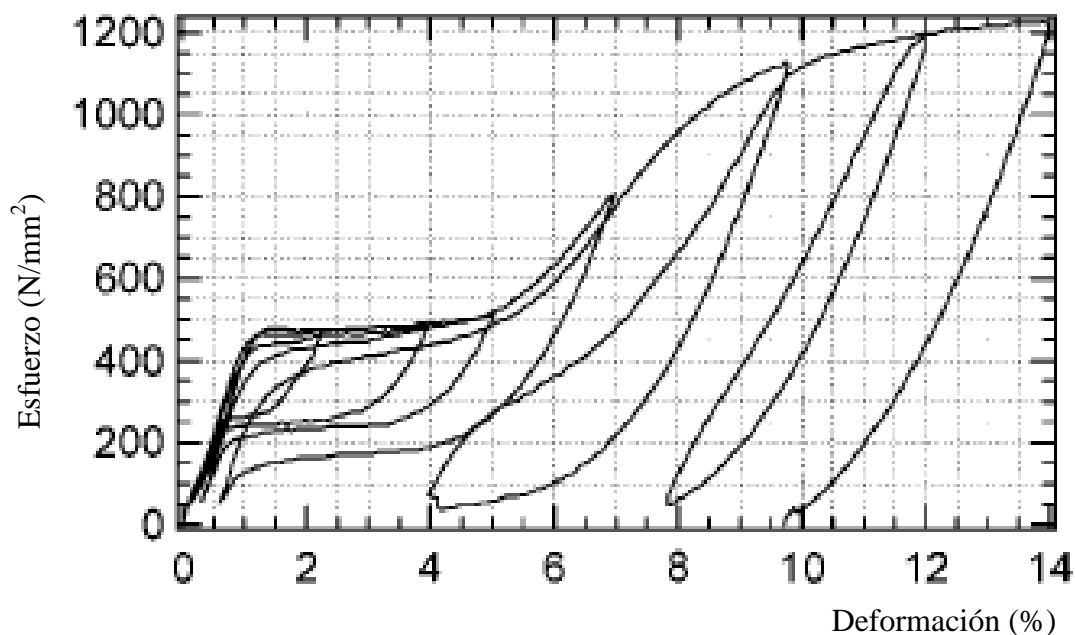
con 5 valores para la resistencia relativa ( $R_{rel}$ ) proporcionan un amplio espectro de combinaciones.

Al hacer una revisión de los intervalos de variación de los parámetros usados es claro que, para las configuraciones y materiales típicos usados en el diseño y fabricación de conexiones, existen combinaciones de resistencia y rigidez relativas que no es posible conseguir, pero al considerar las nuevas propuestas, que combinan configuraciones geométricas y, materiales con propiedades diferentes a los aceros comúnmente usados, el número de combinaciones físicamente posibles se incrementa, por lo que se decidió llevar a cabo la totalidad de los modelos propuestos inicialmente.

Una de las combinaciones más difíciles de conseguir es aquella que relaciona rigideces relativas muy bajas con resistencias altas, pero los nuevos materiales hacen posible esta combinación mediante el uso de aleaciones metálicas con memoria de forma, Fukuta y otros (2004) presentan los resultados de las propiedades esfuerzo-deformación para una de estas aleaciones, que presentan una rigidez baja, aunada a esfuerzos de fluencia muy altos con comportamiento súper-elástico, donde la rigidez inicial del material es aproximadamente el 20% de la rigidez del acero estructural, con un esfuerzo de fluencia 40% mayor al del acero grado 50, un esfuerzo último 160% mayor y una gran capacidad de disipación de energía. En la figura 4.13 se muestra la relación esfuerzo-deformación de una de las aleaciones con memoria de forma presentada por Fukuta y otros (2004).

Las aplicaciones de materiales similares están siendo estudiadas para la implementación como elementos estructurales auto-restaurables que controlen la respuesta sísmica de edificios, aunque los investigadores comentan que la implementación no se dará en el corto plazo por el

elevado costo de las aleaciones y el hecho de que no existe una normatividad para el cálculo de elementos diseñados con estos nuevos materiales.



*Figura 4.13 Relación esfuerzo-deformación para la Aleación con Memoria de Forma presentada por Fukuta y otros (2004).*

#### 4.5 Acelerogramas empleados en el análisis dinámico.

Para realizar los análisis dinámicos de las estructuras se seleccionaron tres sismos mexicanos, que corresponden a las estaciones SCT1 del 19 de septiembre de 1985, CALE del 11 de enero de 1997 y MZ01 del 9 de octubre de 1995, así como dos registros extranjeros que a su vez corresponden a las estaciones KOB del sismo de 1995 en Kobe, Japón y JEN del sismo de 1994 en Northridge, Estados Unidos. La selección se realizó contemplando que los registros acelerográficos producen grandes demandas y se encuentran entre los que contienen las aceleraciones más



altas. En la tabla 4.1 se muestran los datos sismológicos básicos para los sismos empleados en el estudio.

*Tabla 4.1 Datos sismológicos de acelerogramas*

<b>Est.</b>	<b>Fecha</b>	<b>M</b>	<b>PRF (Km.)</b>	<b>DE (Km.)</b>	<b>C1 (cm./s<sup>2</sup>)</b>	<b>C2 (cm./s<sup>2</sup>)</b>	<b>C3 (cm./s<sup>2</sup>)</b>	<b>DT (s)</b>	<b>Suelo</b>
SCT1	19/09/85	8.1	19	399	98.3	169.1	37.2	183.51	Z-III
CALE	11/01/97	6.9	16(40)	36	396.2	413.9	350.3	65.5	ROCA
MZ01	9/10/95	8.0	5	51	387.6	302.9	387.1	154.62	
JEN	17/01/94	6.7	-	-	416.37	581.30	391.77	24.5	
KOB	16/01/95	7.2	-	-	581.42	802.07	336.30	150.0	

Los datos corresponden a la máxima magnitud asignada (M), profundidad del foco (PRF), distancia de la estación al epicentro (DE), aceleraciones máximas registradas por canal (C1, C2 y C3) y la duración total (DT).

En la tabla 4.2 se presentan los parámetros de intensidad para acelerogramas de los sismos mexicanos que contiene los siguientes datos:

**AMC** aceleración máxima absoluta corregida

**VM** velocidad máxima absoluta del suelo

**DM** desplazamiento máximo del suelo

**DA** duración de Arias del canal horizontal con mayor aceleración

**I<sub>1</sub>, I<sub>2</sub> e I<sub>3</sub>** intensidad de Arias de los tres canales

**I<sub>max</sub>, I<sub>min</sub>** intensidades principales de Arias

**P<sub>dh</sub>** potencial destructivo

**T<sub>m</sub>** Periodo medio de acuerdo a Rathje y otros

Tabla 4.2 Parámetros de intensidad de sismos mexicanos.

EST	AMC cm/s <sup>2</sup>	VM cm/s	DM cm	DA1 S	DA2 s	I1 cm/s	I2 cm/s	I3 cm/s	I <sub>MAX</sub> cm/s	I <sub>MIN</sub> cm/s	P <sub>dh1</sub>	P <sub>dh2</sub>	T <sub>m</sub>
CALE	400.70	11.73	3.45	15.12	16.35	204.8	105.1	158.6	222.4	141.1	42.97	28.7	0.25
MZ	384.29	31.37	8.70	49.25	70.31	430.1	180.2	456.0	606.4	279.7	72.6	103.0	0.42
SCT	167.1	57.0	20.2	78.0	84.0	7.6	224.0	120.5	289.0	88.0	1200	820	2.12

Los acelerogramas utilizados fueron filtrados para eliminar frecuencias bajas y se realizó una corrección de línea base usando el programa *Seismo Signal* v3.2, finalmente se seleccionó el canal horizontal con mayor aceleración y se usó en los modelos dinámicos paso a paso.

En las figuras 4.14 a 4.18 se muestran los acelerogramas usados en esta investigación.

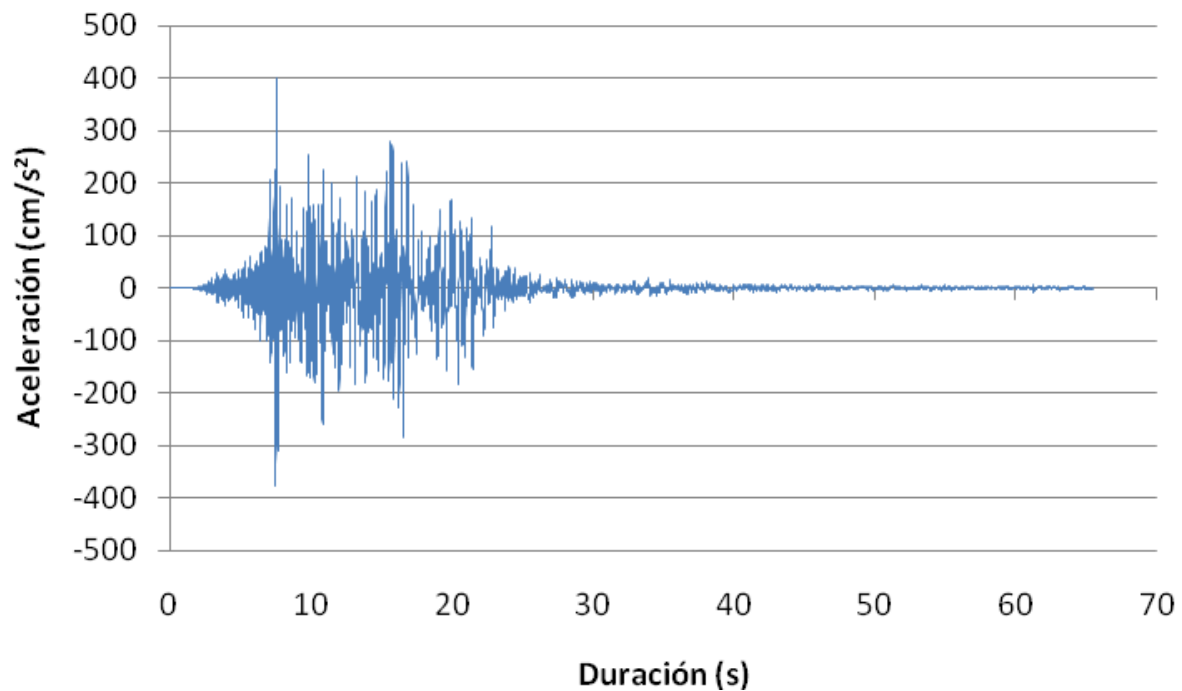
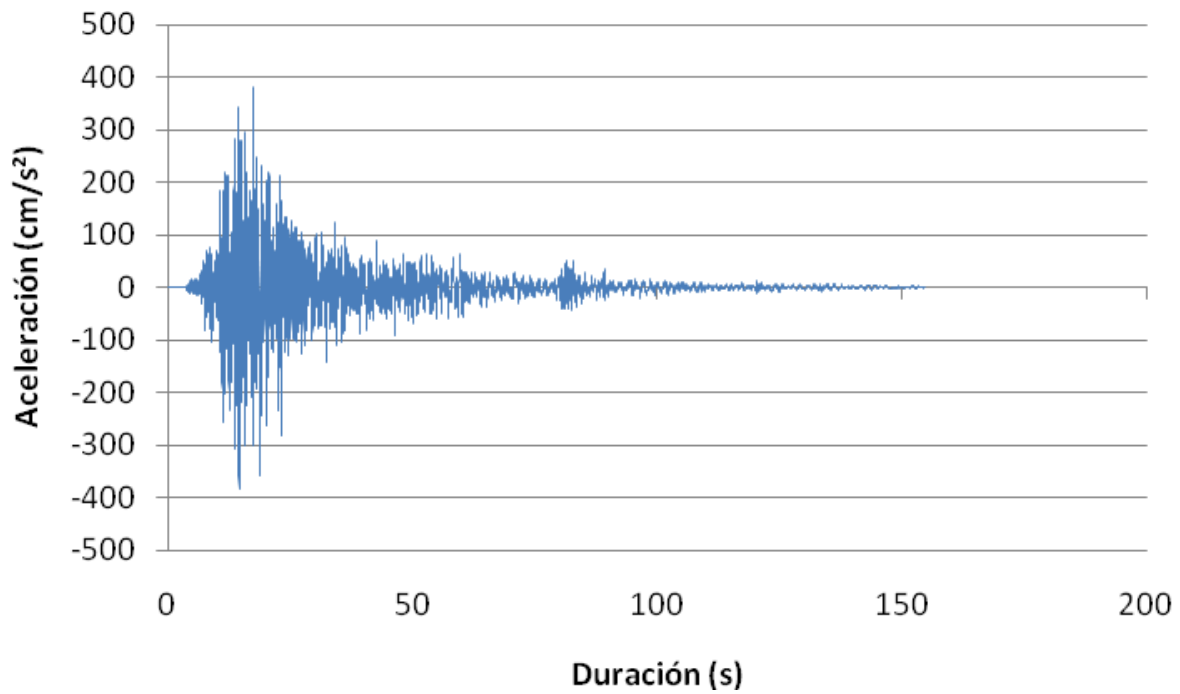
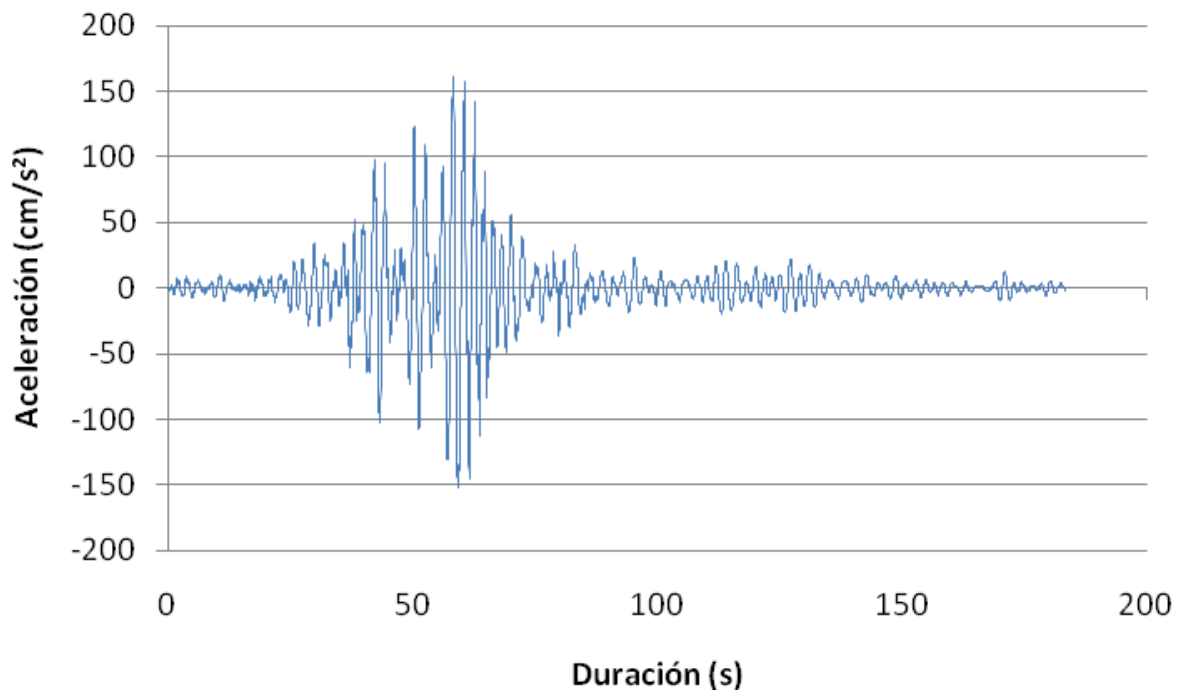


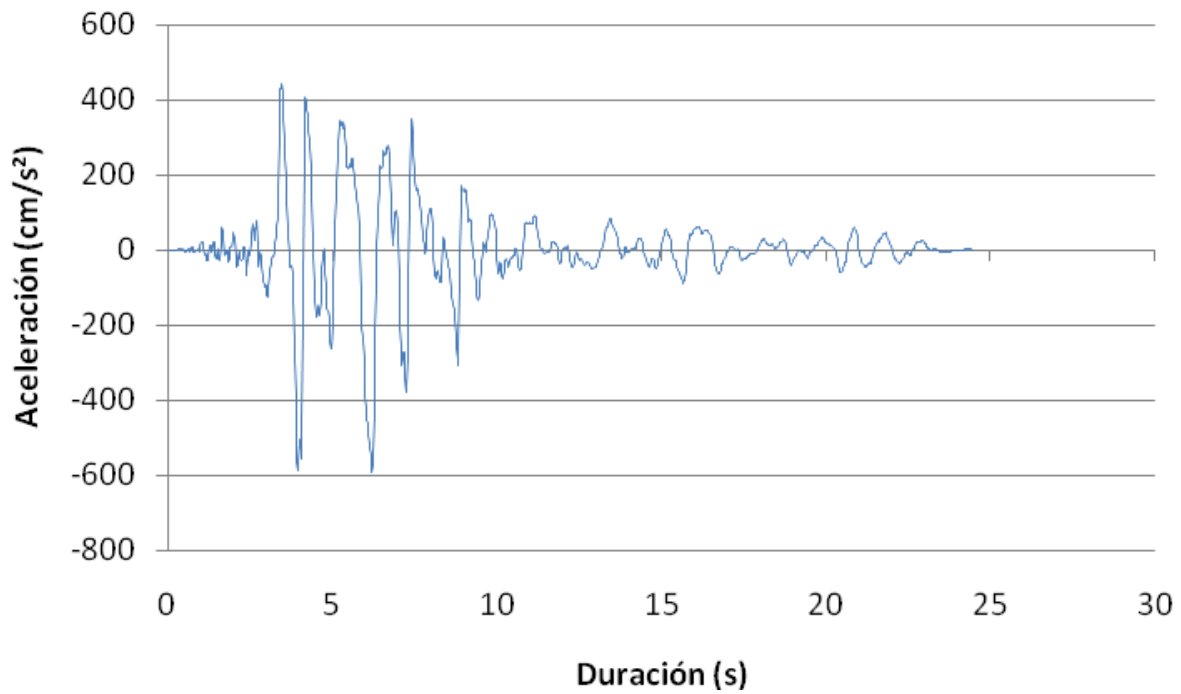
Figura 4.14 Acelerograma CALE, 11 de Enero de 1997. Fuente: Base mexicana de sismos fuertes (2000).



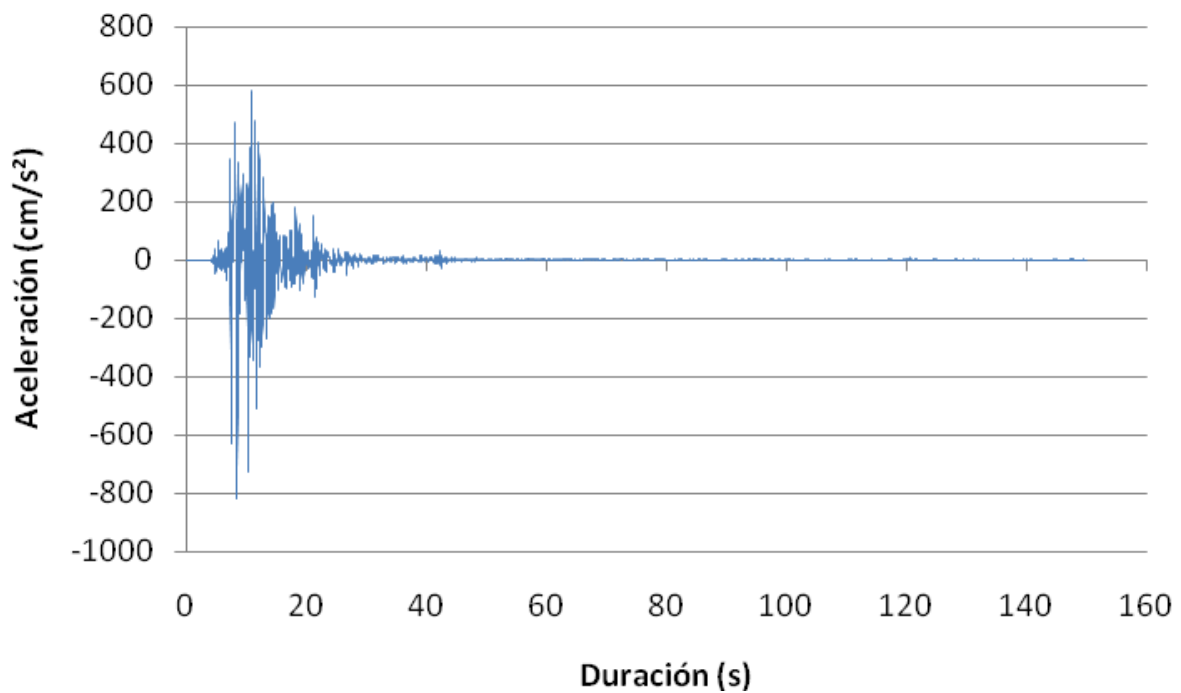
*Figura 4.15 Acelerograma MZ01, 09 de Octubre de 1995. Fuente: Base mexicana de sismos fuertes (2000).*



*Figura 4.16 Acelerograma SCT, 19 de Septiembre de 1985. Fuente: Base mexicana de sismos fuertes (2000).*

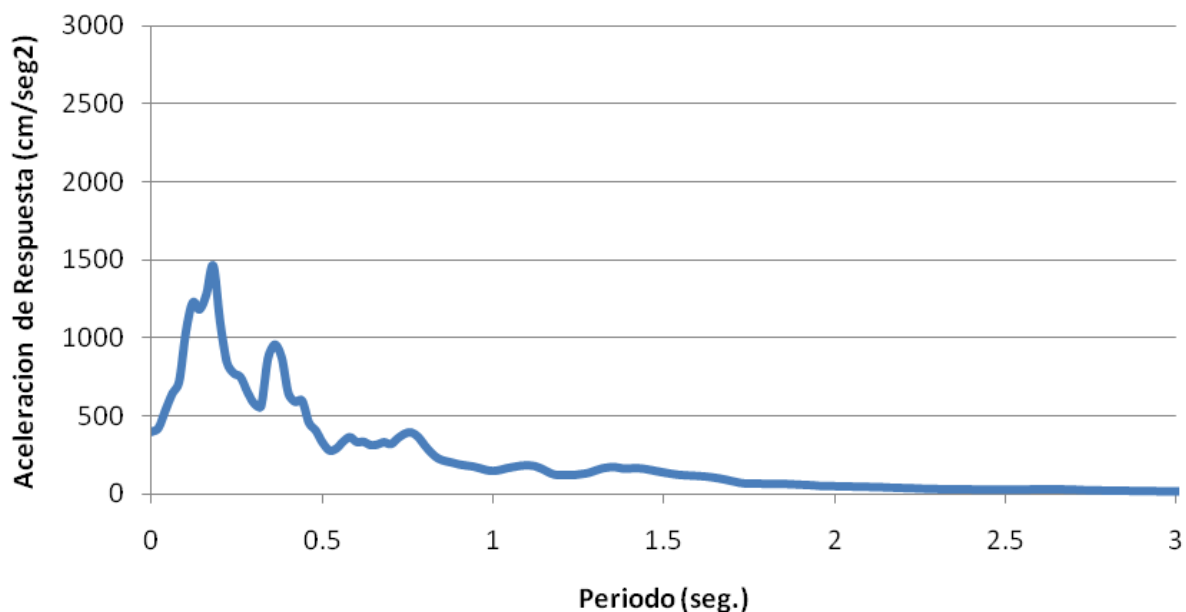


*Figura 4.17 Acelerograma JEN, 17 de Enero de 1994.*

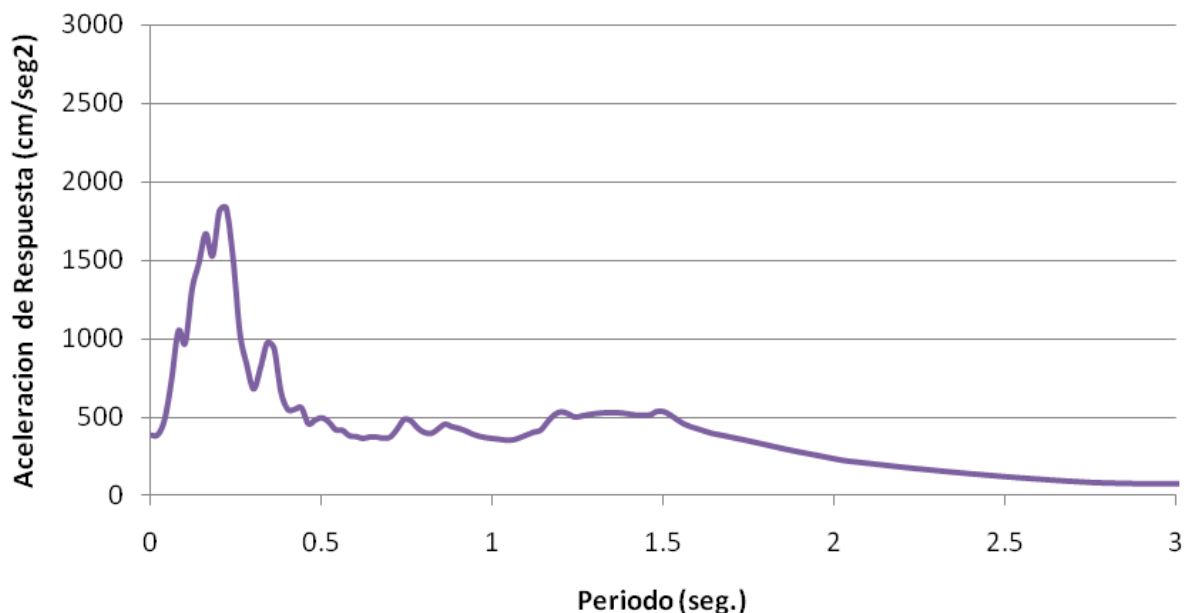


*Figura 4.18 Acelerograma KOB, 16 de Enero de 1995.*

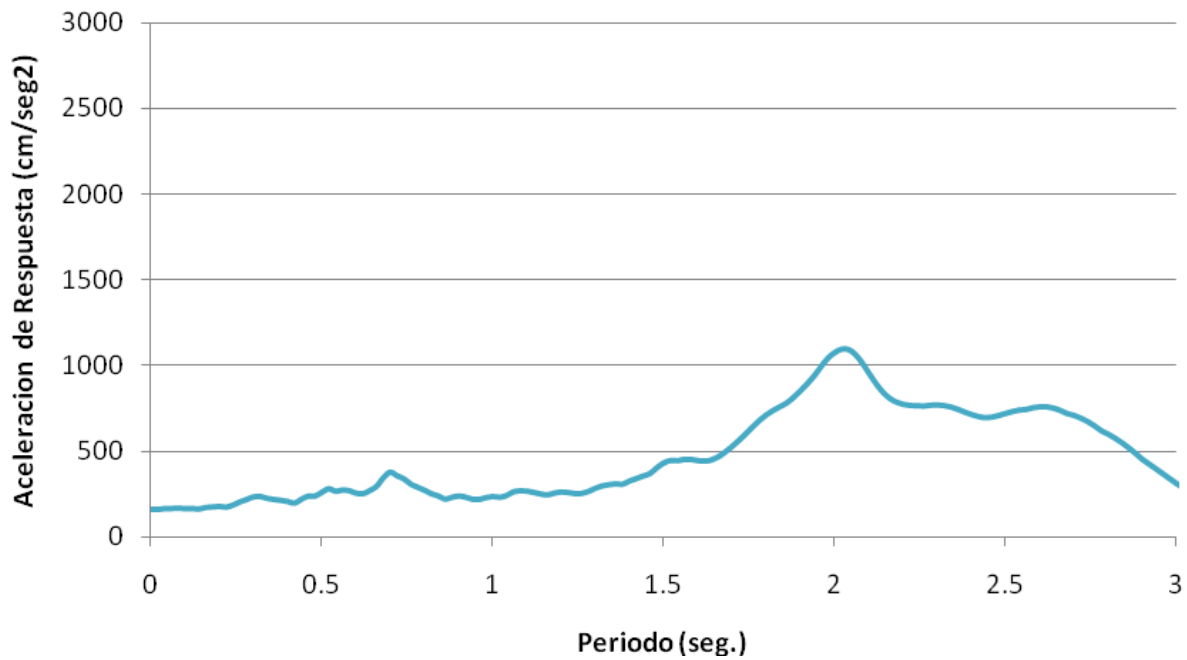
Además se calcularon los espectros de respuesta de aceleración de los acelerogramas usados en esta investigación. Los espectros se obtuvieron usando el programa Seismo Signal v3.2 y se muestran en las figuras 4.19 a 4.23.



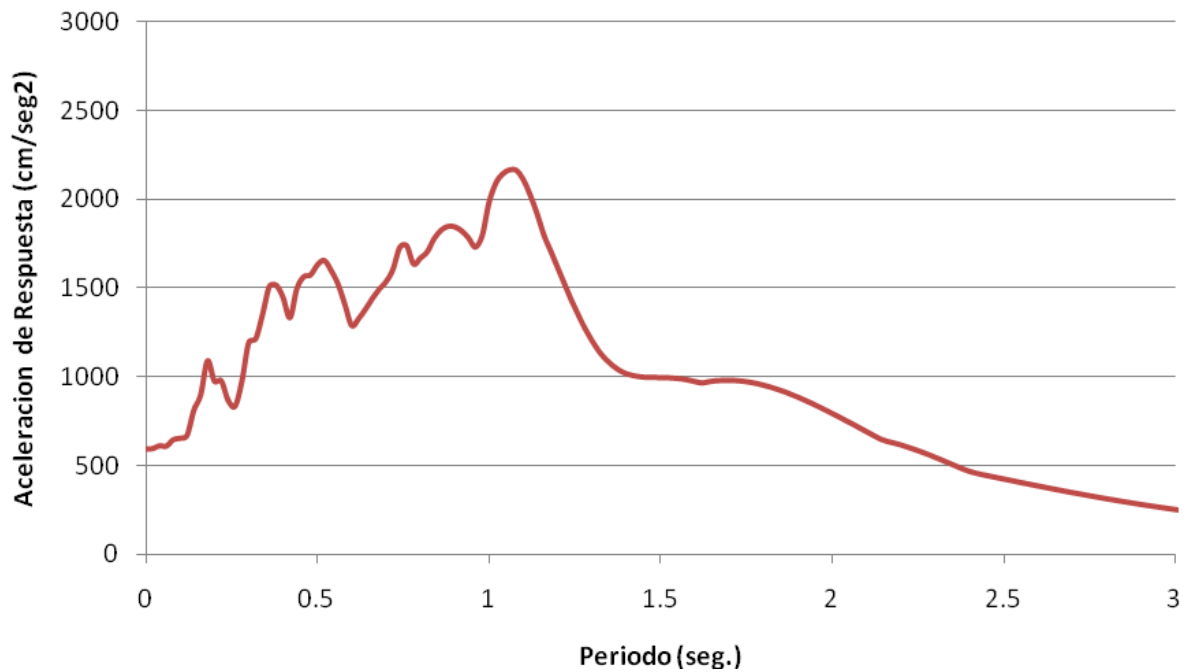
*Figura 4.19 Espectro de respuesta de aceleración para el acelerograma CALE.*



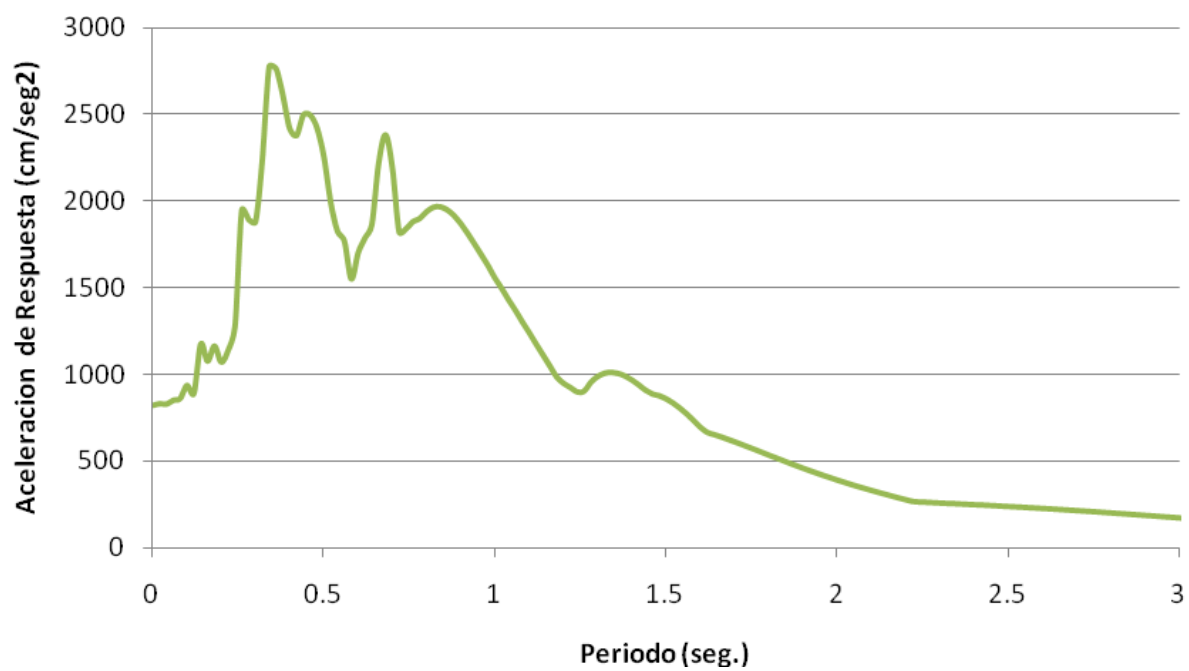
*Figura 4.20 Espectro de respuesta de aceleración para el acelerograma MZ01.*



*Figura 4.21 Espectro de respuesta de aceleración para el acelerograma SCT1.*



*Figura 4.22 Espectro de respuesta de aceleración para el acelerograma JEN.*



*Figura 4.23 Espectro de respuesta de aceleración para el acelerograma KOB.*





## **CAPÍTULO 5**

### **ANÁLISIS DE RESULTADOS**



## 5.- ANÁLISIS DE RESULTADOS.

Toda vez que se llevaron a cabo modelos que representan una amplia gama de combinaciones tanto de rigidez de la conexión como de resistencia, y ubicación dentro del marco, así como el uso de acelerogramas de diferentes características, es necesario analizar cuál es la influencia de cada uno de los parámetros en el comportamiento del marco, para identificar cuál de ellos lo afecta de manera más significativa. Es por ello que se seleccionó el desplazamiento relativo de entrepiso como uno de los resultados que mejor representa al comportamiento global del marco y que por ende servirá como un punto de comparación entre los diferentes modelos realizados, además se revisaron las rotaciones máximas de las conexiones y los momentos máximos en vigas y columnas para determinar cómo se ven afectados los elementos de un marco ante el cambio de rigidez y resistencia de las conexiones que los unen, se agruparon los resultados en cuatro niveles de la siguiente manera:

1. Acelerograma empleado en el análisis.
2. Configuración de las conexiones en el marco.
3. Resistencia relativa de las conexiones.
4. Rigidez relativa de las conexiones.

De esta forma obtenemos la influencia del tipo de movimiento del suelo y la disposición de las conexiones en la respuesta del marco, para posteriormente analizar el efecto del cambio de la resistencia y la rigidez, tanto en el comportamiento global como en el de los elementos que componen el marco.

Uno de los primeros resultados que se analizaron fue el cambio del periodo principal de la estructura con relación al cambio de la rigidez de sus conexiones, y como era de esperarse al momento de representar las conexiones, no como elemento infinitamente rígido como si no como un elemento con rigidez medible en términos de las características de los materiales que la componen y la geometría en que están dispuestos, el resultado es una flexibilización del edificio que resulta en un aumento del periodo de la estructura.

Al elaborar un modelo de la manera convencional obtenemos un periodo de 0.920 segundos para el primer modo de la estructura, al compararlo con los periodos obtenidos en los modelos de las configuraciones 1 a 3 podemos observar que, para rigideces relativas de conexión con valores entre  $K_{rel}=50$  y  $K_{rel}=25$ , la variación del periodo, con respecto al modelo convencional, se mantiene en valores entre 1% y 2% mayores al del modelo convencional, y para los intervalos de las conexiones semirrígidas tipo end-plate con valores de rigidez relativa entre  $K_{rel}=20$  y  $K_{rel}=10$ , alcanza incrementos de hasta el 4.8% y aunque estos valores en porcentaje pudieran parecer significativos, al realizar las comparaciones en los valores del periodo calculado se observa que los incrementos para estos intervalos de rigidez relativa no son significativos.

En la figura 5.1 se muestran las variaciones en el periodo de los modelos para las tres primeras configuraciones cuando existe un cambio en la rigidez relativa de las conexiones que lo conforman. Para los intervalos de rigidez relativa menores a  $K_{rel}=10$ , los periodos aumentan a una tasa mayor y, en el caso de la configuración 3, el periodo aumenta 19.6% para una rigidez relativa de  $K_{rel}=1$  que es el caso de conexiones de cortante.

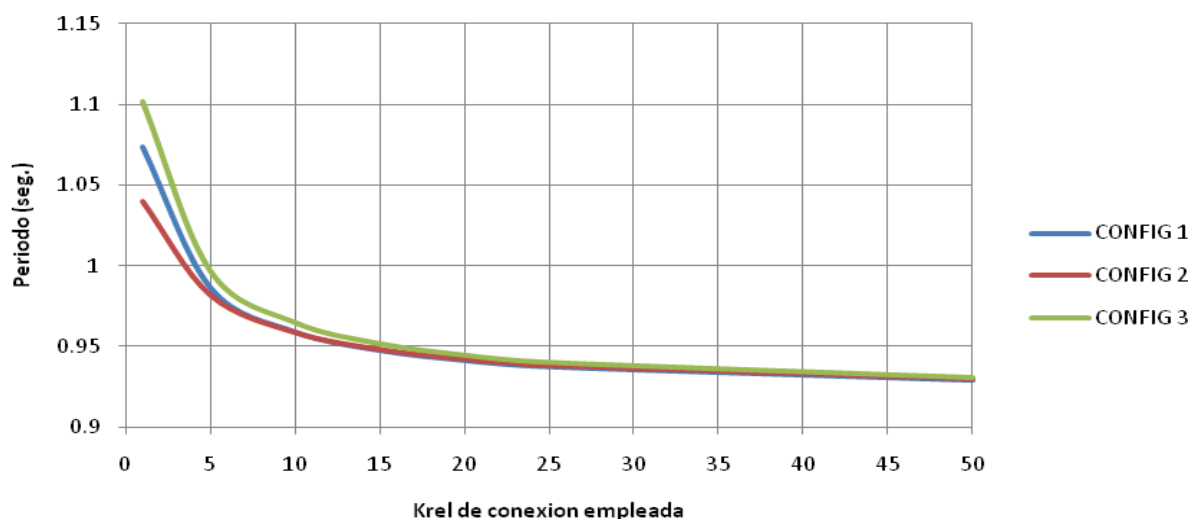


Figura 5.1 Cambio del periodo del modelo con respecto al cambio de rigidez relativa de la conexión para las configuraciones 1 a 3.

En el caso de la configuración 4 que cuenta con todas las uniones entre viga-columna con elementos que simulan la rigidez de la conexión podemos ver un incremento en las diferencias del periodo de la estructura con respecto al modelo convencional, este incremento es poco mas de 3 veces el incremento registrado en las otras configuraciones con los mismos valores de Krel, lo que podemos relacionar con el número de conexiones no-rígidas que se encuentran en el marco.

La figura 5.2 muestra los cambios del periodo en el modelo de la configuración 4 con respecto al cambio de rigidez relativa de las conexiones, en este caso la tasa de cambio del periodo con respecto a la rigidez aumenta rápidamente para rigideces relativas menores a Krel=15, presentando incrementos de 87% con respecto al caso del modelo convencional para una rigidez relativa Krel=1, y una variación del 69% con respecto al modelo con conexiones de rigidez relativa Krel=15.

En la figura 5.3 se muestran los cambios en el periodo de los modelos de las cuatro configuraciones y se puede apreciar la diferencia entre las

configuraciones que cuentan con una combinación de conexiones rígidas y conexiones con rigidez variable y, la configuración que tiene todas las conexiones con rigidez variable.

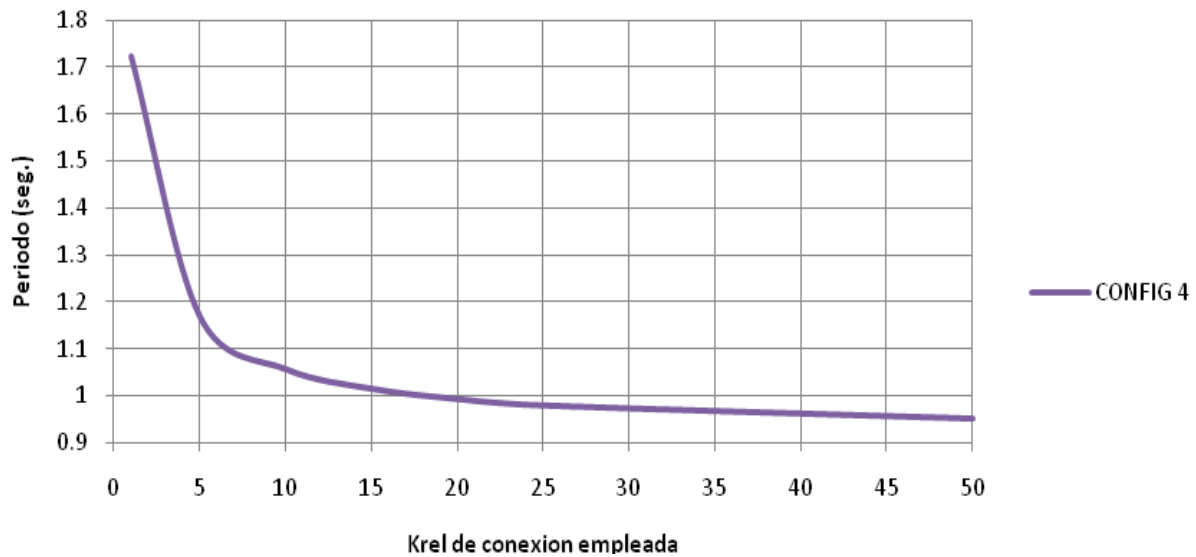


Figura 5.2 Cambio del periodo del modelo con respecto al cambio de rigidez relativa de la conexión para la configuración 4.

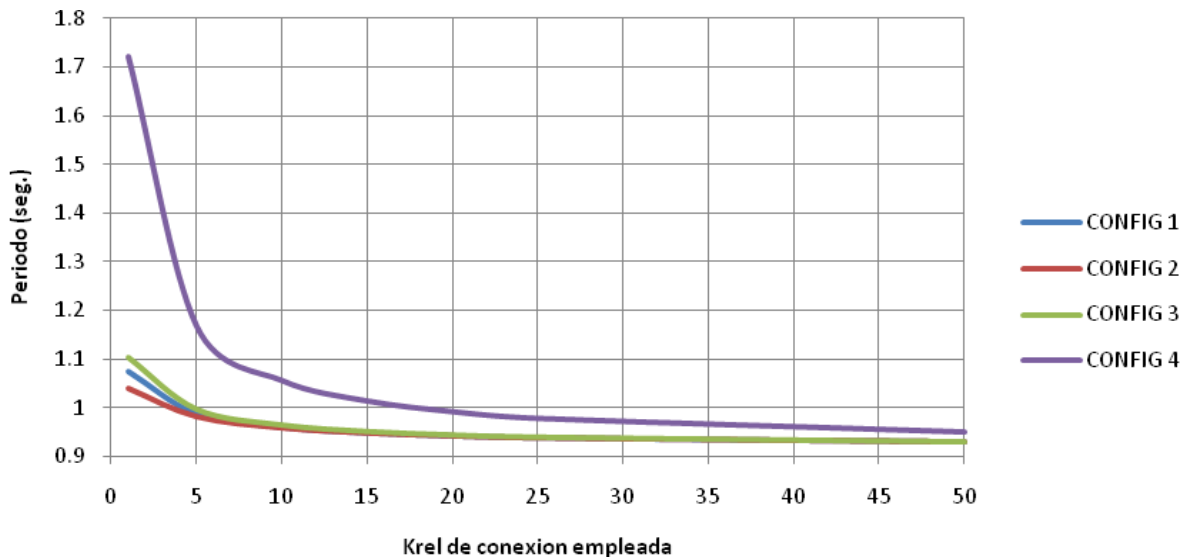
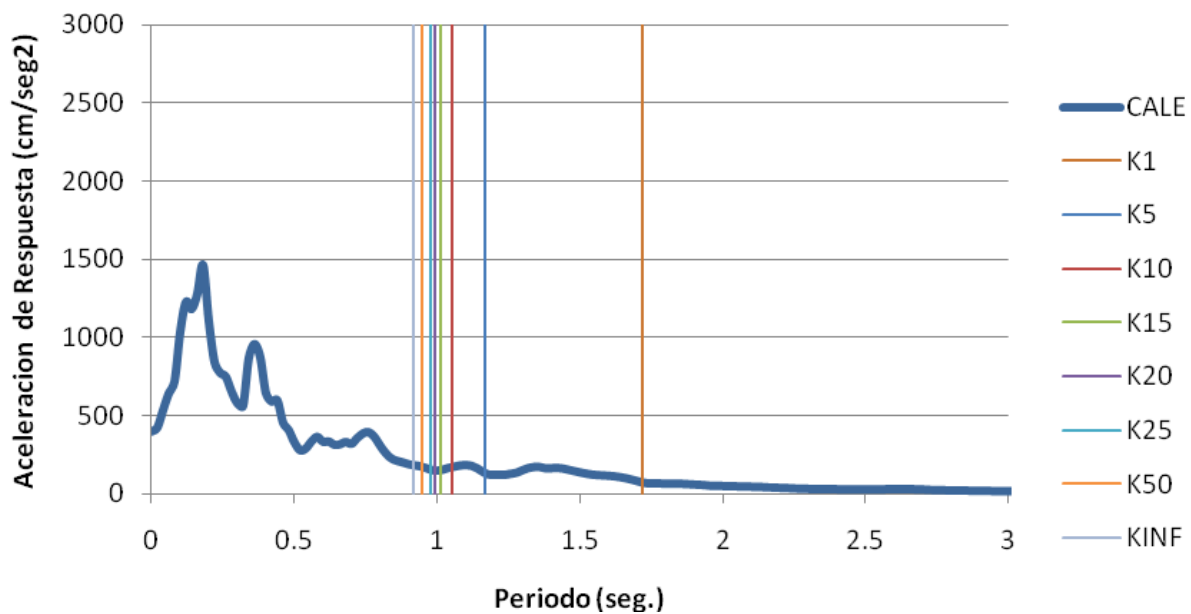


Figura 5.3 Cambio del periodo del modelo con respecto al cambio de rigidez relativa de la conexión para los modelos estudiados.

## 5.1 ACELEROGRAMA “CALE”

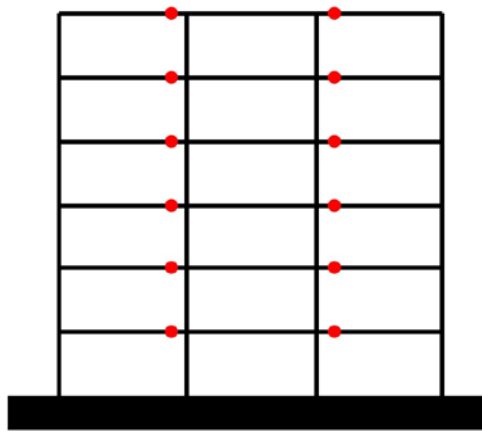
Los datos del acelerograma se obtuvieron de la Base Mexicana de Sismos Fuertes (BMSF, 2000) y algunas de sus características principales se mencionan en las tablas 4.1 y 4.2, el periodo medio ( $T_M$ ) calculado de acuerdo con Rathje y otros (1988) es de 0.25 seg. y el tipo de suelo, en el que se encuentra la estación, es roca. En la figura 5.4 se muestra el espectro de aceleración de respuesta calculado para el acelerograma CALE, además se indican en líneas verticales los periodos de los marcos de la configuración 4, que es la que presenta una mayor variación en el periodo al cambiar la rigidez relativa de las conexiones ( $K_{rel}$ ). Se puede observar que al disminuir el valor de rigidez relativa de las conexiones el periodo del marco se aleja de la zona de aceleraciones máximas del espectro.



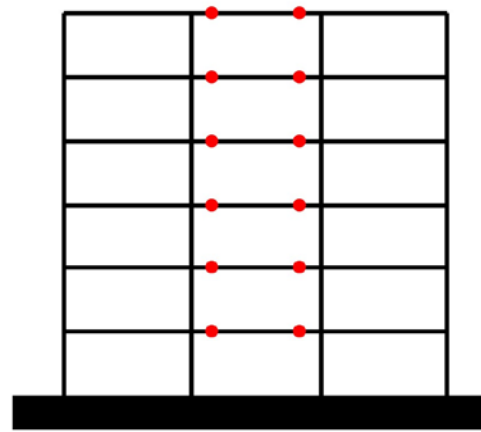
*Figura 5.4 Espectro de aceleración de respuesta para el acelerograma CALE.*

Se presentan los resultados de los cuatro modelos que se muestran en la figura 5.5 al someterse al acelerograma CALE con una resistencia relativa de 100% y el intervalo completo de variación para rigideces relativas (de

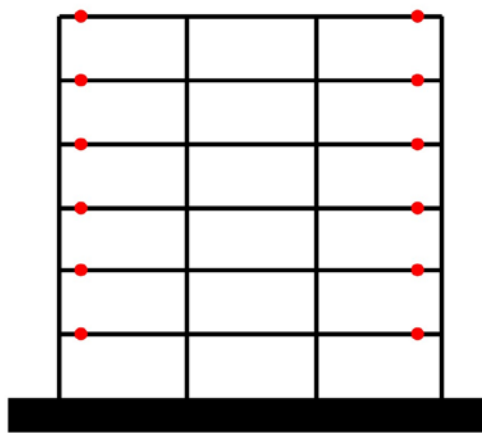
Krel=1 a Krel=50) de forma que los parámetros que se mantienen constantes son el tipo de movimiento y la rigidez relativa.



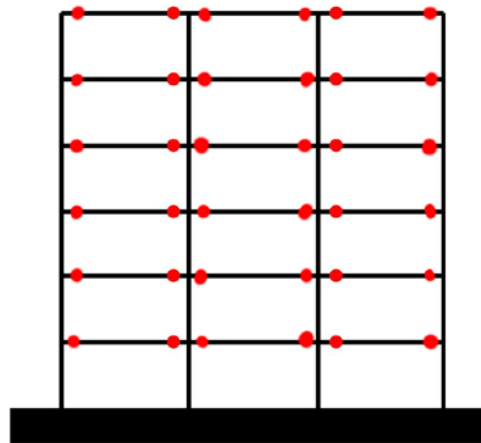
Configuración 1



Configuración 2



Configuración 3



Configuración 4

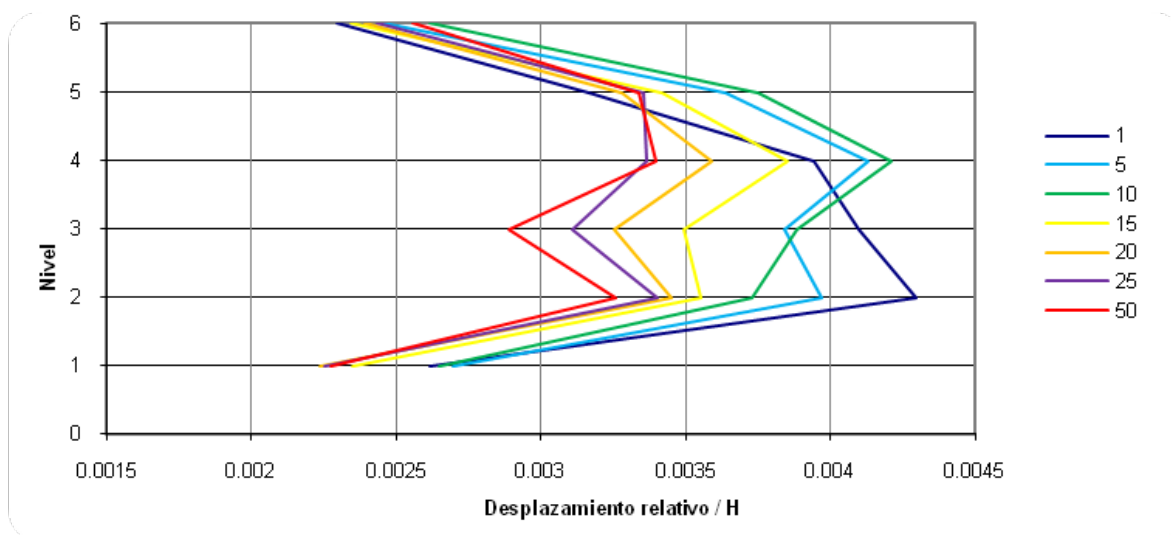
*Figura 5.5 Ubicación de las conexiones semirrígidas en los marcos analizados.*

Como podemos observar en las figuras 5.6 y 5.7 las distorsiones de entrepiso de los marcos con una rigidez relativa  $K_{rel}=50$  se mantiene con muy ligeras variaciones para las configuraciones 1 a 3 que son las que cuentan con una combinación de conexiones rígidas y conexiones con valores de rigidez relativa, esto nos indica que aun con conexiones de muy

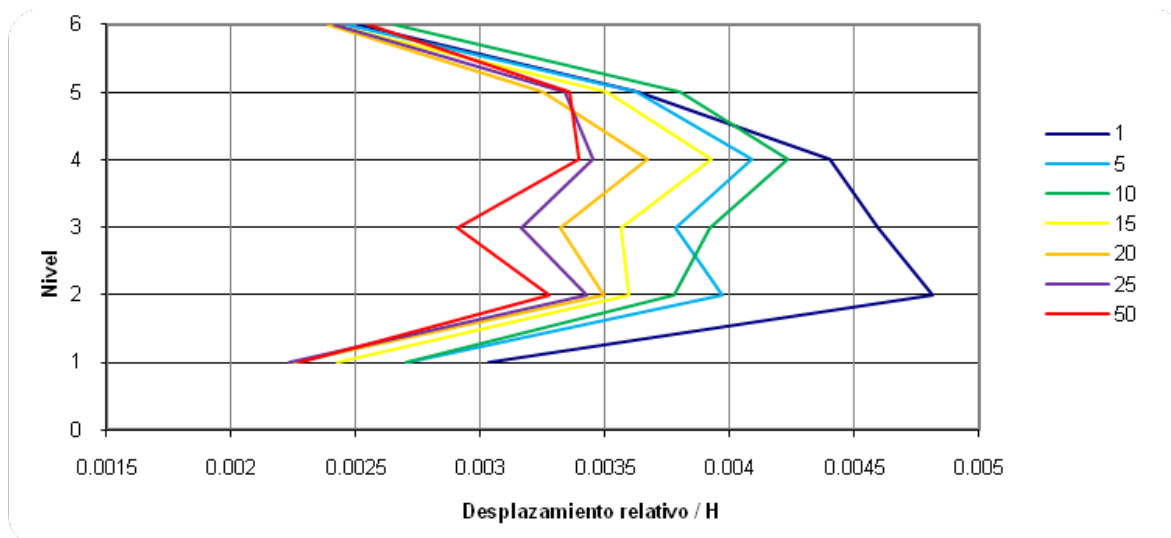


alta rigidez relativa existen cambios apreciables en las distorsiones de un marco, más aún al comparar las demandas de distorsión de las configuraciones 1 a 3 con las demandas que se presentan en la configuración 4 que es la que representa al modelo con todas las conexiones con valores de rigidez relativa de 50 se observan incrementos de alrededor de 20% en las demandas de desplazamiento relativo de entrepiso, especialmente en el tercer nivel, que en las configuraciones anteriores había tenido menores demandas de distorsión que los niveles inmediatos superior e inferior.

Al revisar las tendencias de comportamiento de las graficas en los rangos de rigideces relativas de 10 a 20 se observan (como se esperaba al “flexibilizar” algunos de sus elementos) aumentos en los valores de desplazamientos relativos por nivel, con una marcada tendencia a tener mayores incrementos en los niveles intermedios del marco, en este caso también se presentan diferencias marcadas de comportamiento de las primeras tres configuraciones con respecto de la cuarta, una manera de poder comparar los comportamientos de las configuraciones a partir de un valor de partida similar para todas las configuraciones es haciendo una normalización de los valores con respecto de uno de ellos que presente poca variación, se tomó la decisión de que este valor fuera al valor de rigidez relativa de 50 por ser el valor más alto de rigidez con el que se cuenta y por que las variaciones entre configuraciones distintas es muy pequeño, al menos en el caso de las primeras configuraciones. De esta manera podemos obtener graficas en las que se presentan los cambios de la demanda de distorsión con respecto al valor obtenido con la rigidez más alta y observar la tendencia ante el cambio de rigidez relativa para cada nivel del marco. En la figura 5.8 y 5.9 se muestran estas tendencias para las cuatro configuraciones.



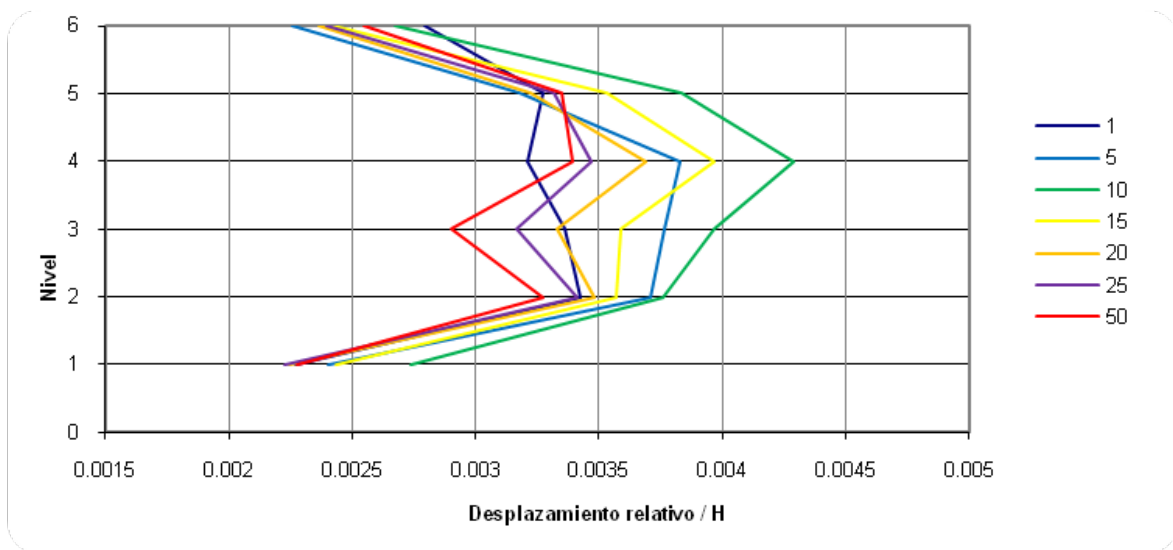
a) Configuración 1



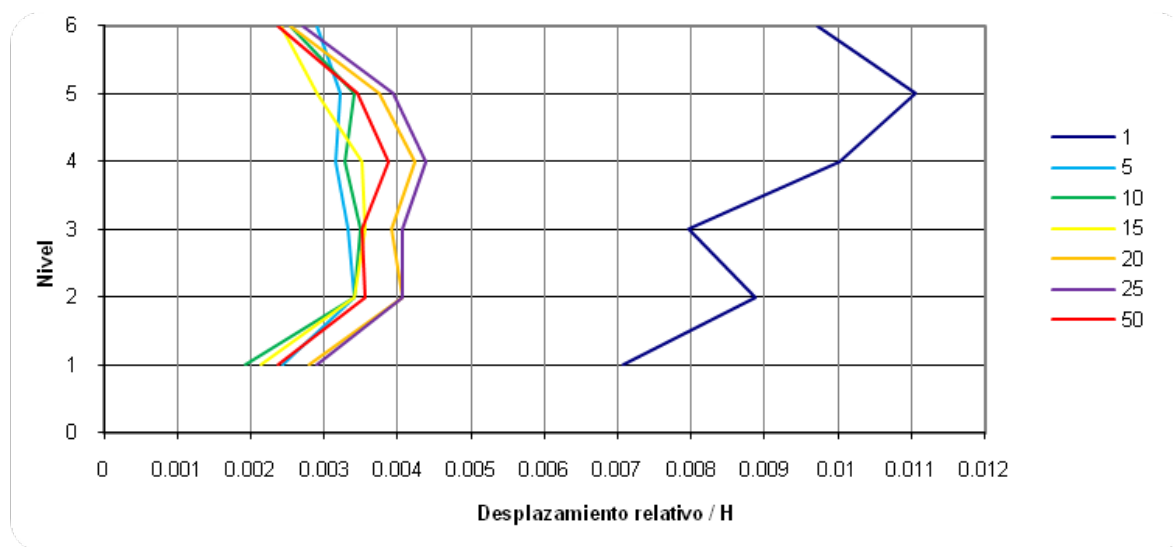
b) Configuración 2

Figura 5.6 Demandas de distorsión por nivel para acelerograma CALE y resistencia relativa  $R_{rel}=100\%$ .

En la figura 5.6 se muestran las demandas de distorsión de entrepiso para las configuraciones 1 y 2, se observa que al disminuir la rigidez relativa de las conexiones, las distorsiones de entrepiso aumentan aunque para el último nivel se mantienen muy cercanas e inclusive son menores en algunos casos.



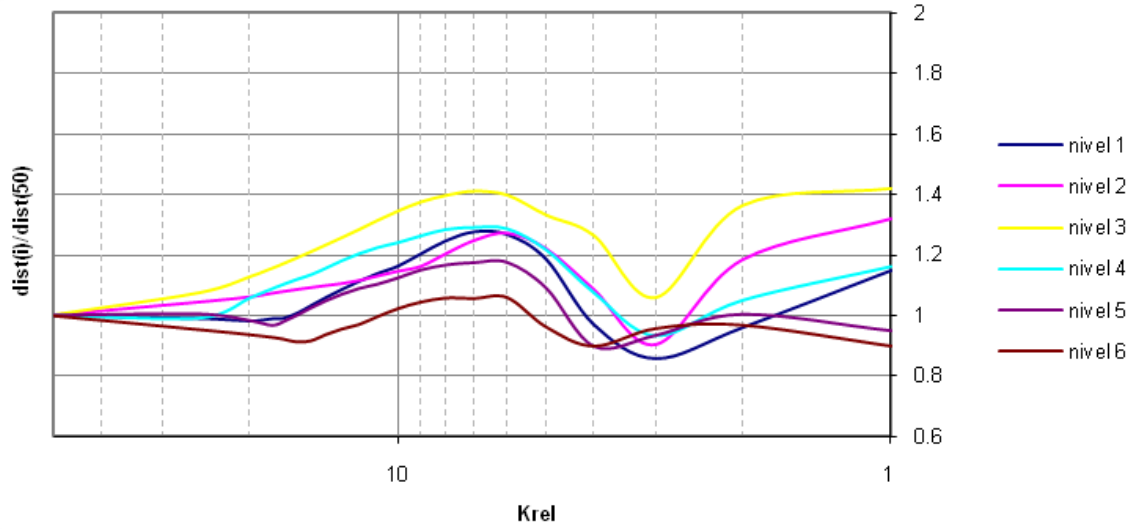
a) Configuración 3



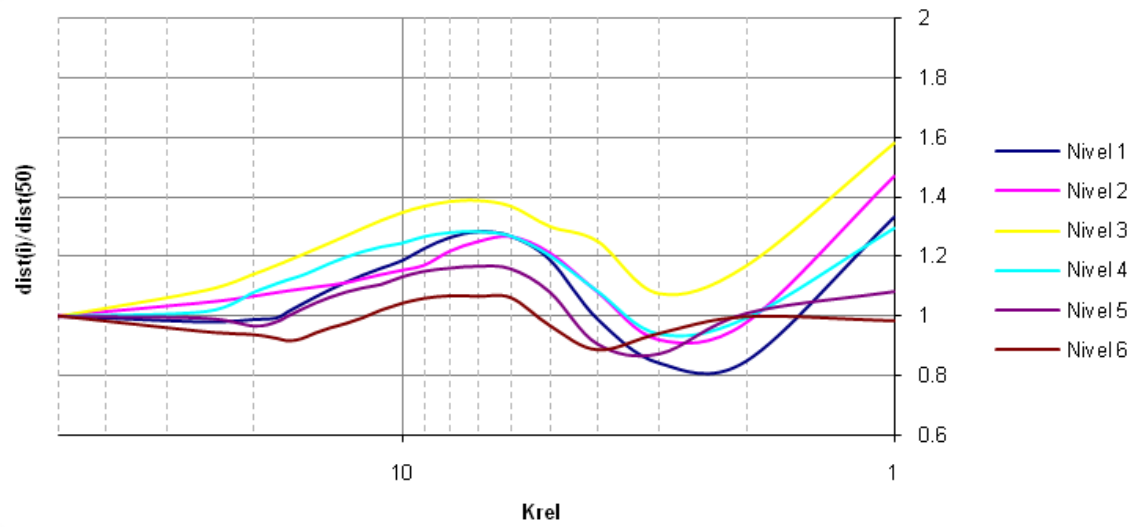
b) Configuración 4

Figura 5.7 Demandas de distorsión por nivel para acelerograma CALE y resistencia relativa  $R_{rel}=100\%$ .

En la figura 5.7 se muestran las demandas de distorsión de las configuraciones 3 y 4, en las graficas se aprecia que para la configuración 3 con una  $K_{rel}=1$  las demandas de distorsión disminuyen e inclusive son menores que los casos de conexiones más rígidas en los niveles 4 y 5.



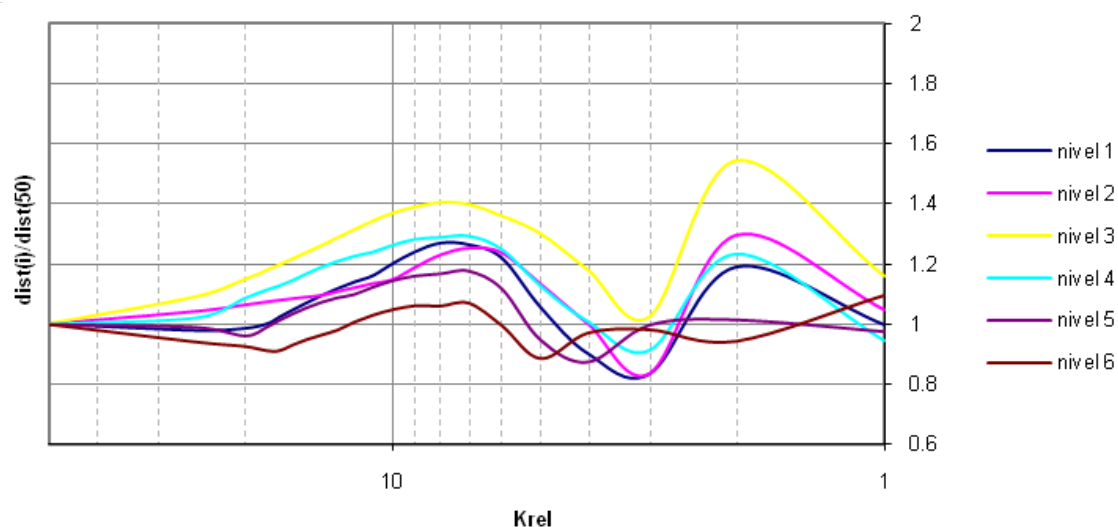
a) Configuración 1



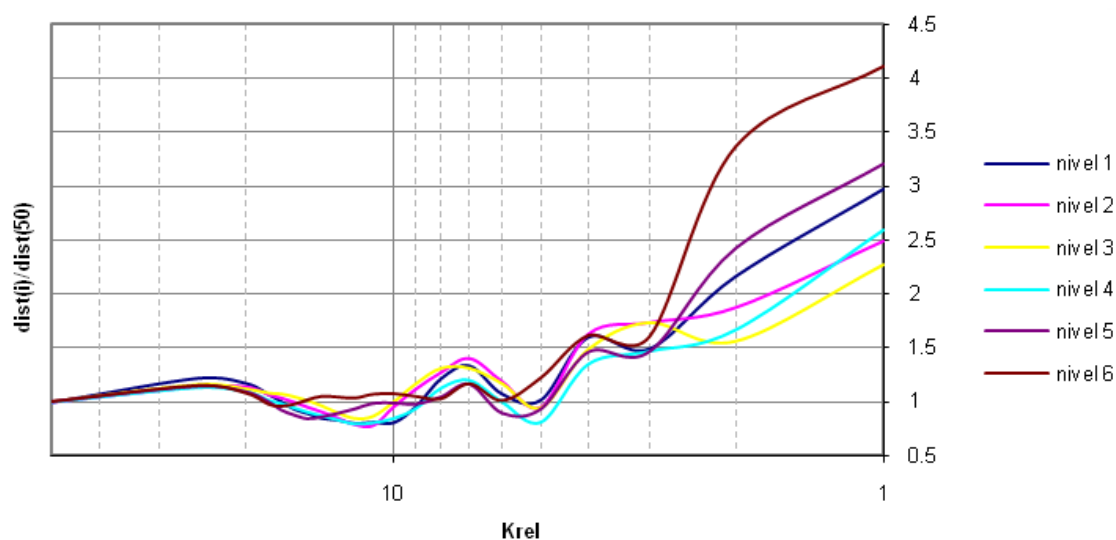
b) Configuración 2

Figura. 5.8 Distorsiones máximas normalizadas para acel. CALE y  $R_{rel}=100\%$

La figura 5.8 muestra las distorsiones máximas normalizadas de las configuraciones 1 y 2, se observa que las distorsiones aumentan cuando disminuye la rigidez de las conexiones hasta un valor aproximado de  $K_{rel}=7$ , en el intervalo de rigideces entre  $K_{rel}=7$  y  $K_{rel}=2$  las demandas de distorsiones disminuyen hasta ser menores que las demandas obtenidas con la distorsión de  $K_{rel}=50$ .



c) Configuración 3



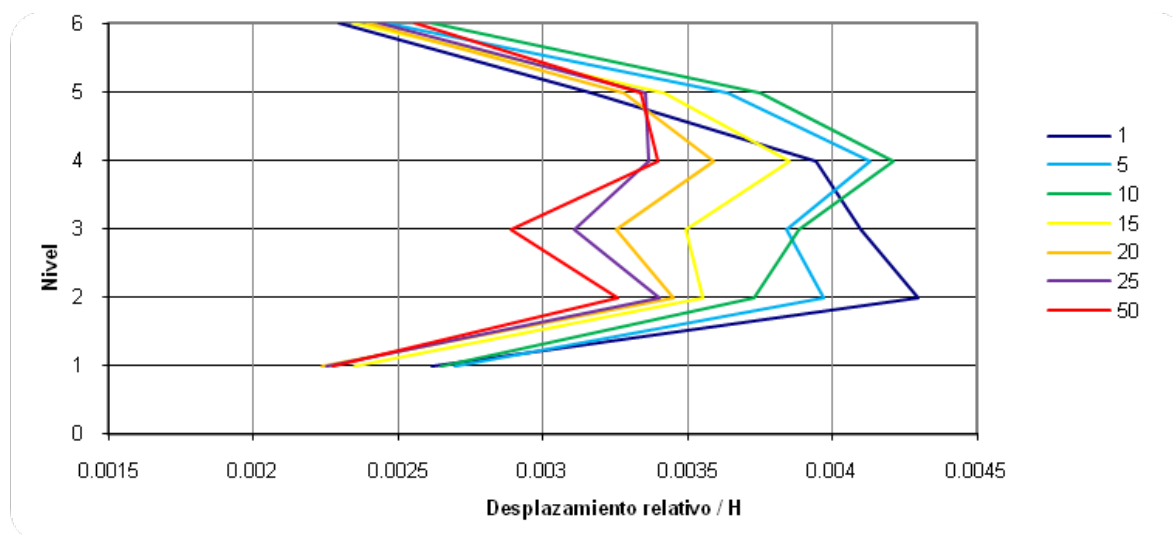
d) Configuración 4

Figura 5.9 Distorsiones máximas normalizadas para acel. CALE y  $R_{rel}=100\%$

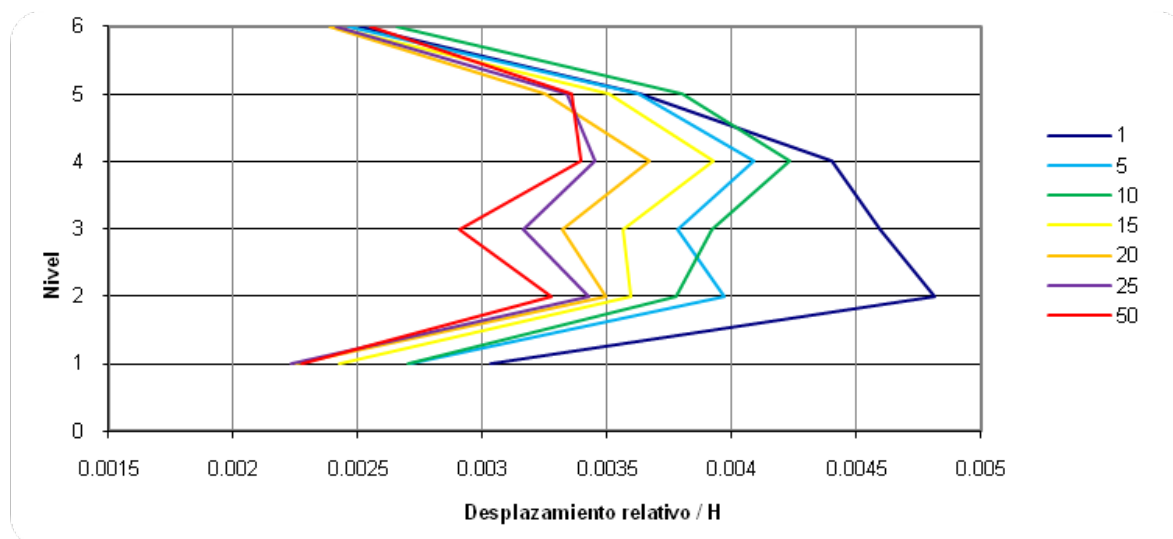
Como se puede observar en las figuras 5.8 y 5.9 las distorsiones relativas de entrepiso para las tres primeras configuraciones se comportan de manera muy similar para valores de rigidez relativa mayor a 5 y las diferencias que se presentan disminuyen conforme la rigidez relativa aumenta.

Al revisar el comportamiento de los marcos con resistencias relativas de 80%, se nota que las demandas de distorsión de entrepiso no cambian para las configuraciones 1 y 2, y que para la configuración 3 se mantienen relativamente constantes, pero para una rigidez relativa  $K_r=20$  se presenta un pico en el que las distorsiones relativas de los niveles 1, 5 y 6 se incrementan bruscamente sin que esto afecte la tendencia general de los demás modelos los cuales permanecen sin cambio con relación a los datos obtenidos para resistencias relativas del 100%, esto se puede ver fácilmente en la figura 5.8-c; al realizar la misma comparación de la configuración 4 con  $R_{rel}=80\%$  con la misma configuración pero con  $R_{rel}=100\%$  se aprecia que las demandas de distorsión no cambian para la mayoría de las rigideces relativas pero para el caso en el que se tiene un valor de  $K_r=20$  se presenta un incremento que es más notorio en los niveles 2, 3 y 4.

Al hacer una revisión de las demandas de distorsión para resistencias relativas de 60% los modelos 1, 2 y 3 no presentan cambios con respecto a las demandas obtenidas en los modelos con resistencia relativa de 100% inclusive el pico que se presentó para  $K_r=20$  y  $R_{rel}=80\%$  en la configuración 3 desaparece y al comparar las mismas graficas para resistencias relativas de 40% y 20% encontramos que la demanda de resistencia para las conexiones es superior a la de las conexiones y estas ingresan rápidamente al su rango inelástico con el consecuente aumento en la distorsión relativa de entrepiso para la rigidez de referencia  $K_r=50$  pero con la disminución de la demanda para rigideces menores.

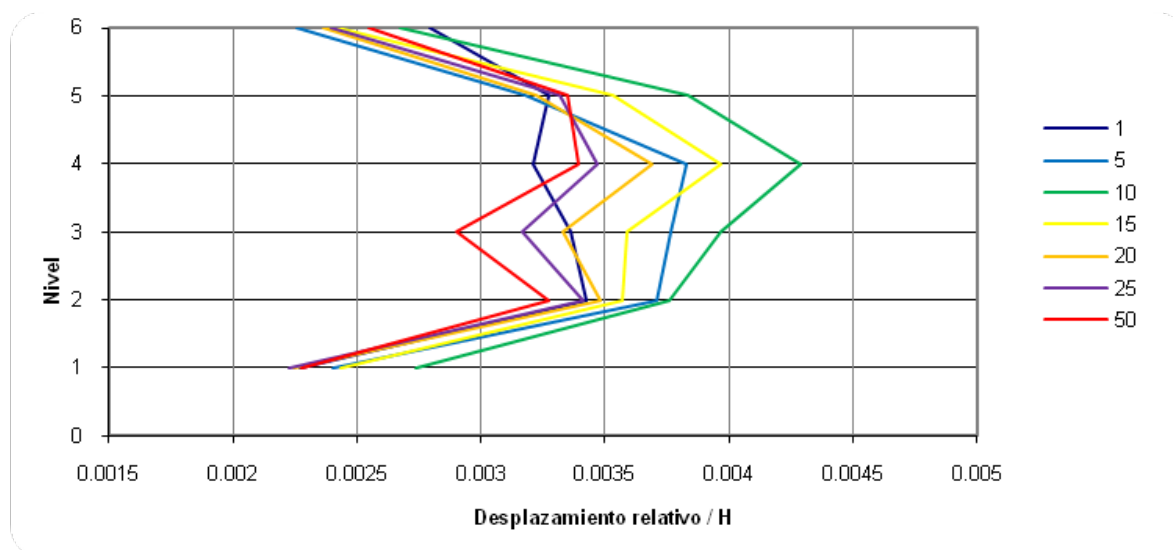


a) Configuración 1

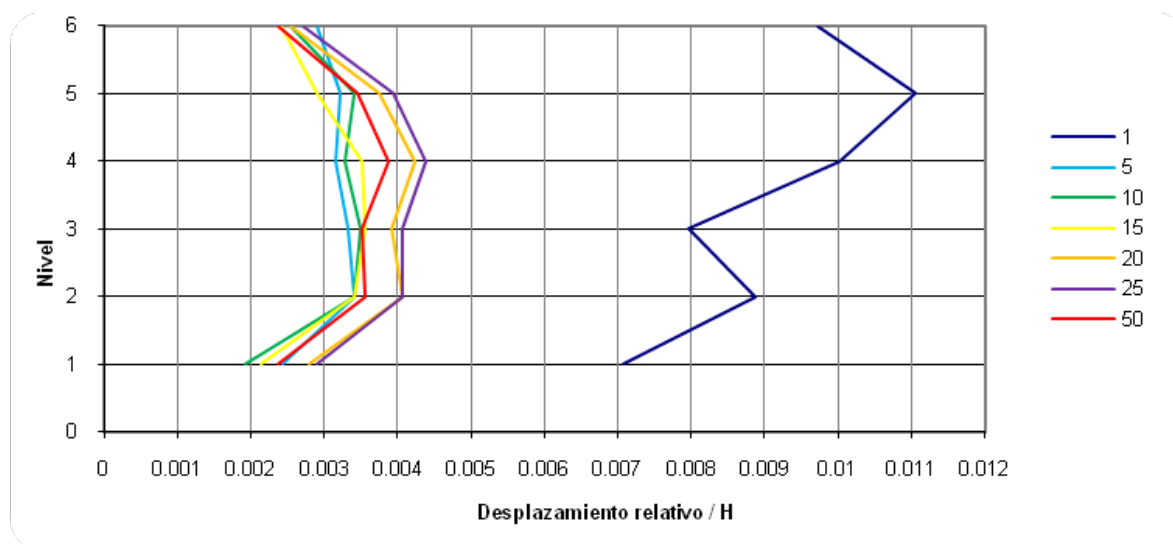


b) Configuración 2

Figura 5.10 Demandas de distorsión por nivel para acelerograma CALE y  $R_{rel}=80\%$  para configuraciones 1 y 2.



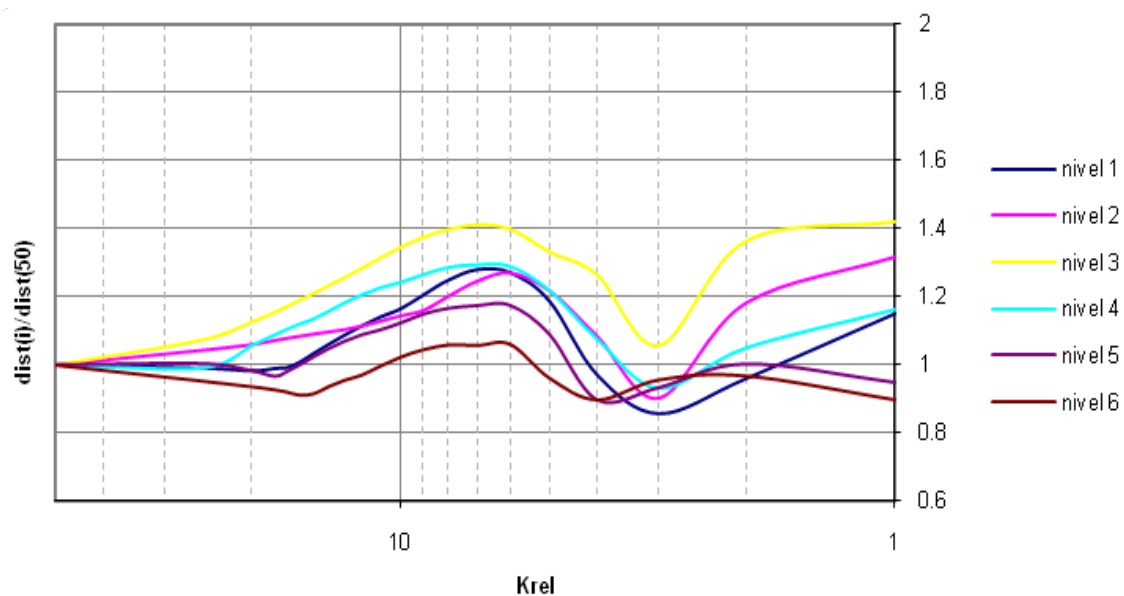
a) Configuración 3



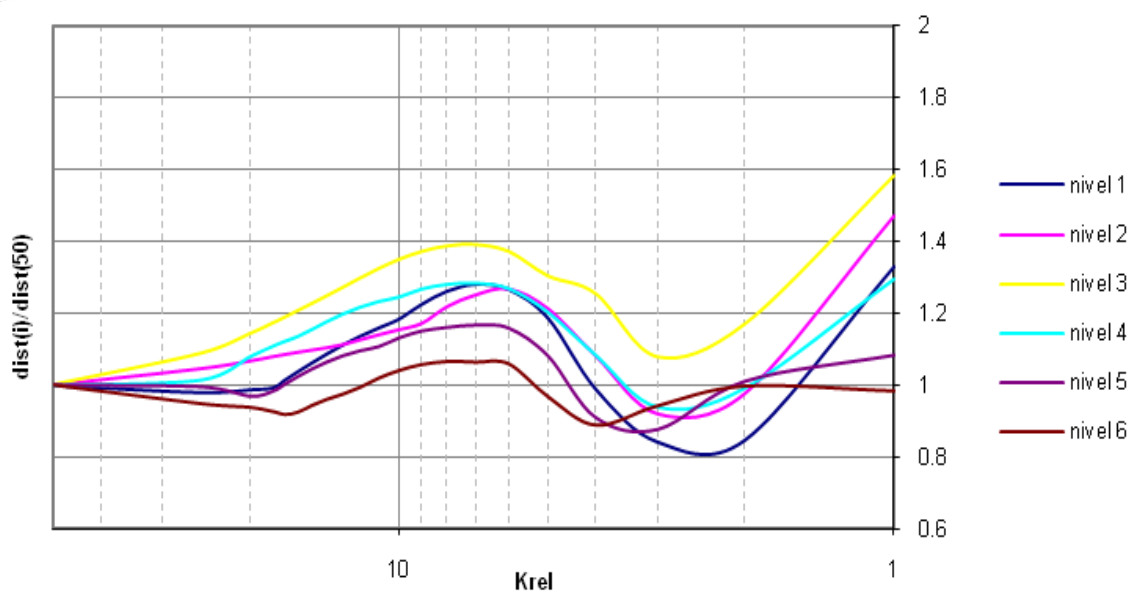
b) Configuración 4

Figura 5.11 Demandas de distorsión por nivel para acelerograma CALE y  $R_{rel}=80\%$  para configuraciones 3 y 4.



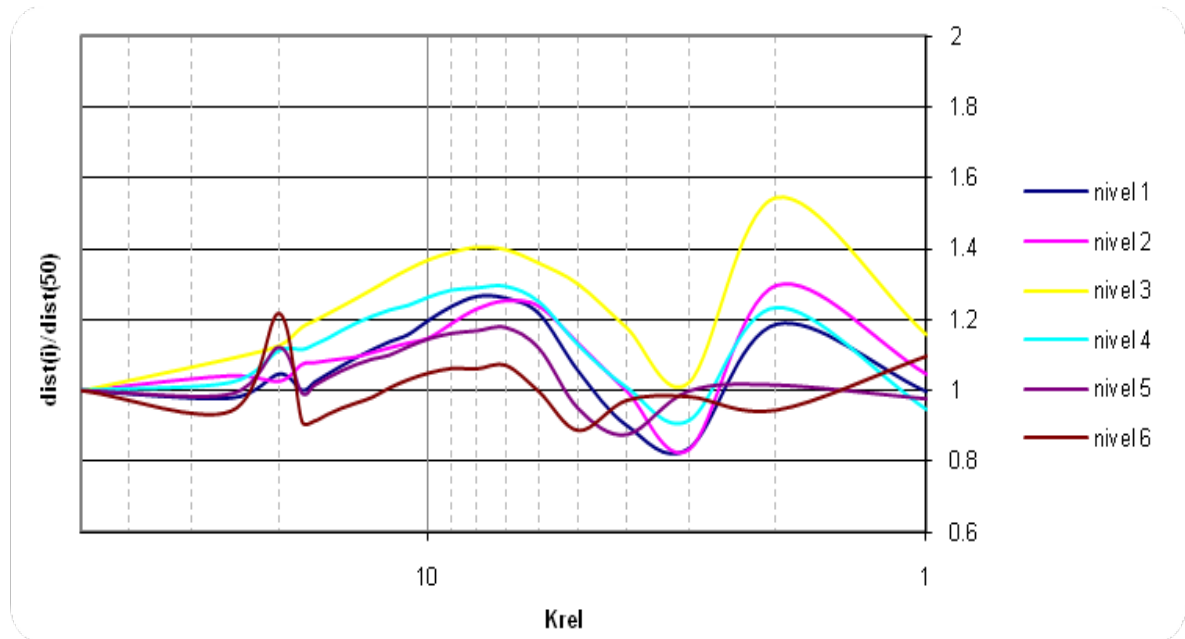


a) Configuración 1

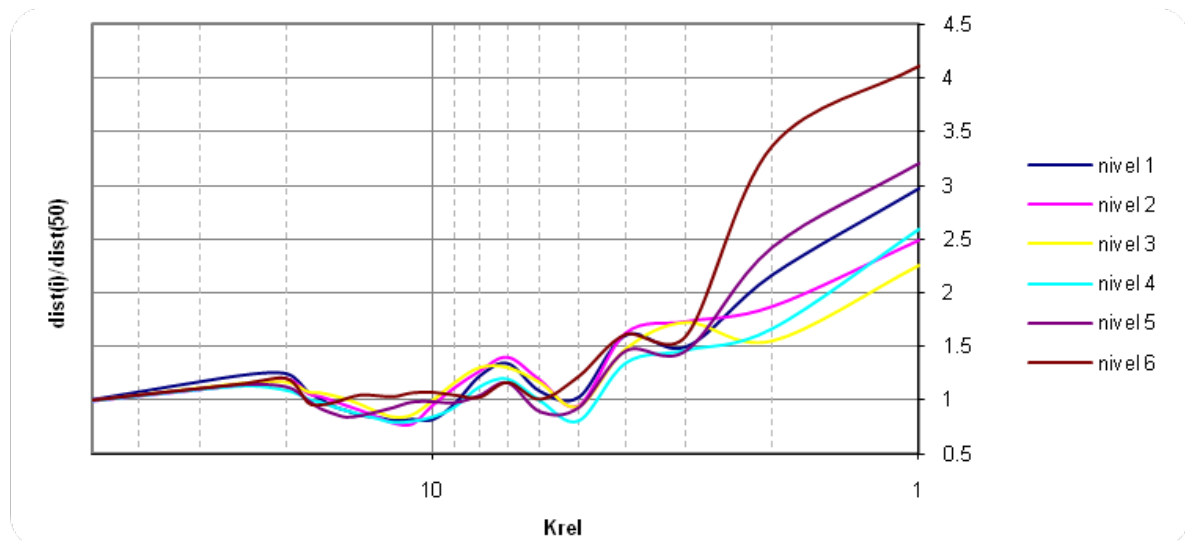


b) Configuración 2

Figura 5.12 Distorsiones máximas normalizadas para acel. CALE y  $R_{rel}=80\%$  para configuraciones 1 y 2.



a) Configuración 3



b) Configuración 4

Figura 5.13 Distorsiones máximas normalizadas para acel. CALE y  $R_{rel}=80\%$  para configuraciones 3 y 4.

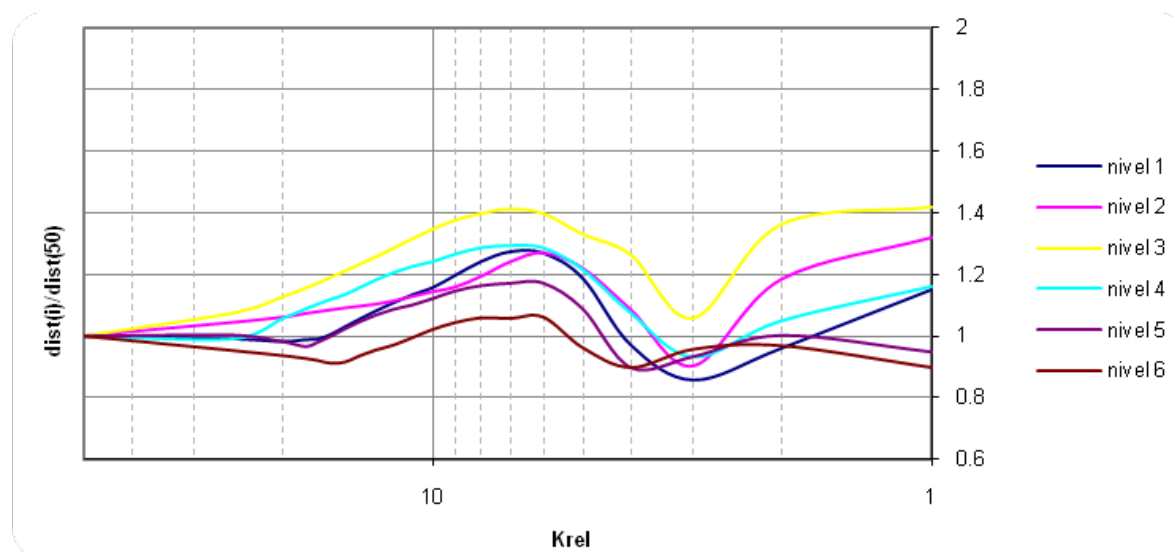
Por otro lado para la configuración 4 los cambios apreciables en la demanda de desplazamiento relativo de entrepiso se dan a partir de los modelos con resistencia relativa de 60% y como era de esperarse en esta configuración las distorsiones de entrepiso para los modelos con rigideces

menores a  $K_r=5$  se incrementan rápidamente conforme disminuye la rigidez y muestran signos de inestabilidad estructural aún con resistencias relativas del 100% debido a que todas las conexiones presentan grandes deformaciones ante niveles bajos de carga y a diferencia de los modelos con las configuraciones 1 a 3 no existen conexiones en el marco que aporten suficiente rigidez al sistema.

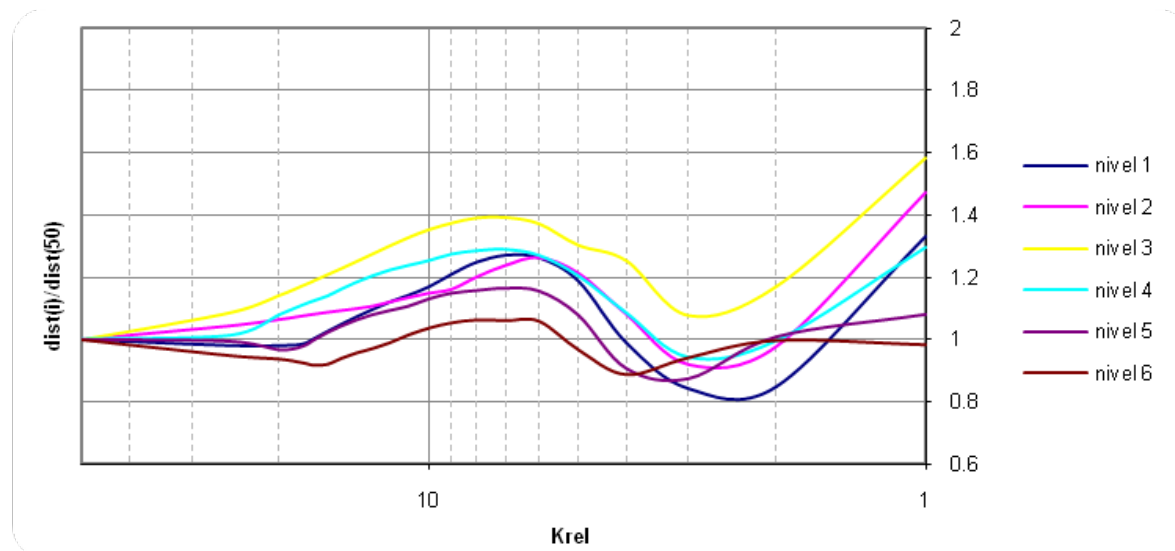
Al realizar una comparación de las distorsiones máximas de entrepiso obtenidas en todos los modelos y configuraciones con el límite máximo de distorsión que nos marca el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (2004) en sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo cuyo valor es de 0.012 para el caso en el que los elementos que no sean capaces de soportar deformaciones apreciables se encuentren debidamente separados de la estructura de manera que no sufran daño alguno por las deformaciones de la estructura.

Para las conexiones tipo Placa de Extremo los valores típicos de rigidez relativa ( $K_r$ ) se encuentran en el rango que va desde  $K_r=10$  hasta  $K_r=15$  pero algunos investigadores proponen que los valores sean más altos cuando se consideran conexiones que cuenten con atiesadores de extensión quedando el límite superior en  $K_r=18$ , para este rango de rigideces relativas encontramos que en las configuraciones 1 a 3 obtenemos un incremento en las distorsiones de entrepiso ante el decremento de la rigidez de la conexión, estos incrementos en las distorsiones de entrepiso alcanzan valores superiores al 130% de los registrados en los modelos de referencia con  $K_r=50$  para rigideces relativas de  $K_r=10$ ; por el contrario la configuración 4 presenta una disminución en las demandas de distorsión de entrepiso para el rango propuesto de  $K_r=10$  a  $K_r=18$  que se aproximan al 80% de la distorsión del valor de referencia para esta configuración y se mantienen en este rango para los modelos con resistencias relativas entre 60% y 100% en los niveles 1 a 5, para el nivel 6

de los modelos antes mencionados se registra un incremento en la distorsión de entrepiso del 10% del valor de referencia.

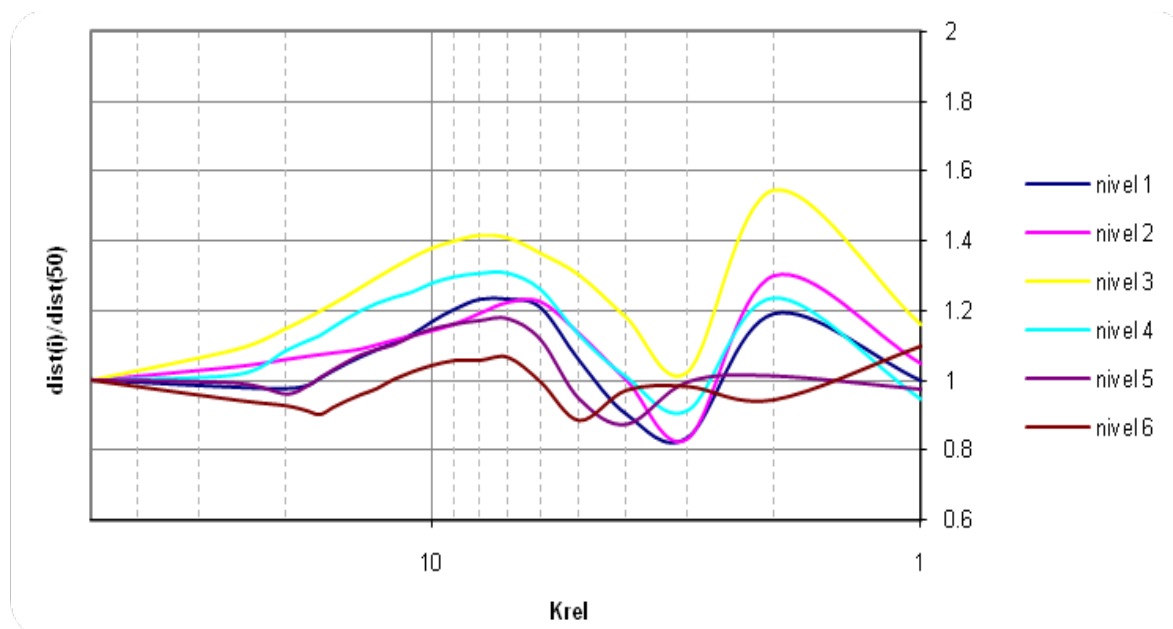


a) Configuración 1



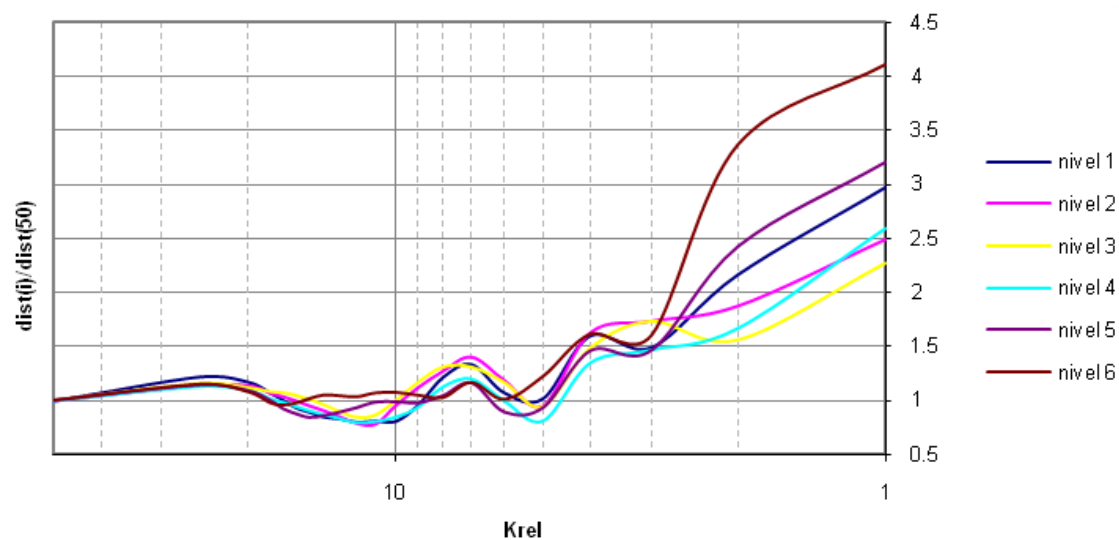
b) Configuración 2

Figura 5.14 Distorsiones máximas normalizadas para acel. CALE y  $R_{rel}=60\%$  para configuraciones 1 y 2.

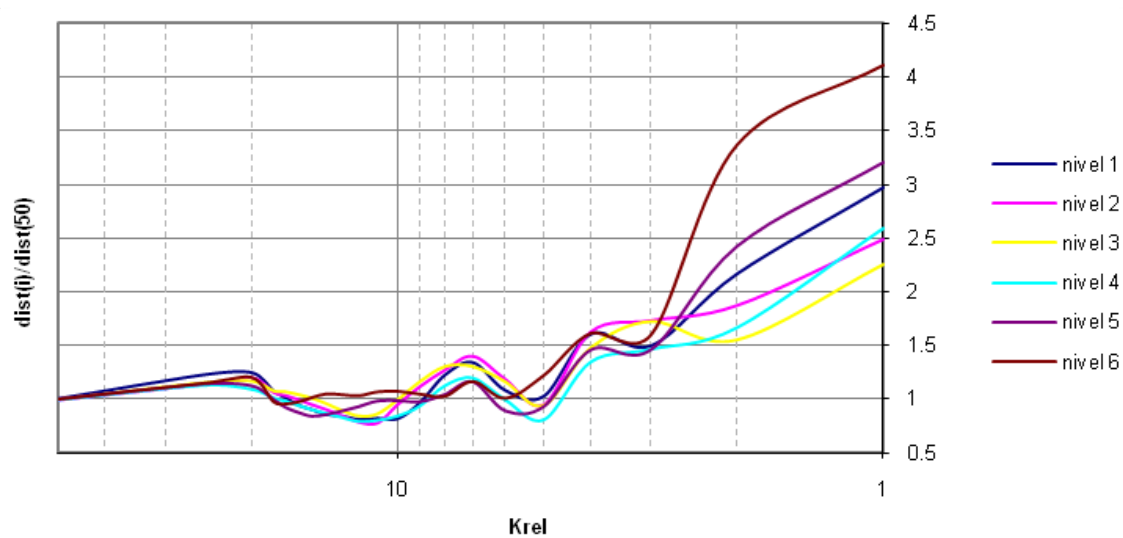


*Figura 5.15 Distorsiones máximas normalizadas para acel. CALE y Rrel=60% para configuración 3.*

En las figuras 5.14 y 5.15 se muestran las demandas de distorsión para las configuraciones 1 a 3, las cuales son muy similares a las que se presentan para resistencias relativas de Rrel=100% y Rrel=80%, lo que indica que las conexiones no desarrollan toda su capacidad de resistencia. Y solo se presentan ligeras variaciones como la que se muestra en la figura 5.13 a) que corresponde a una singularidad en la que las distorsiones presentan un incremento brusco cuando el valor de rigidez relativa es Krel=20 para luego regresar a la tendencia normal.

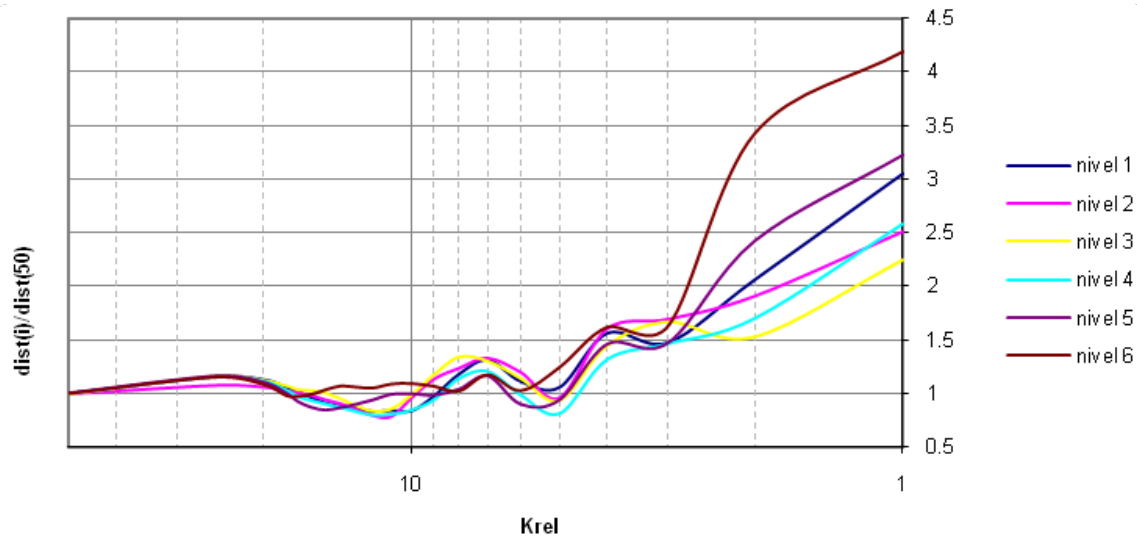


a) Resistencia relativa  $R_{\text{rel}}=100\%$

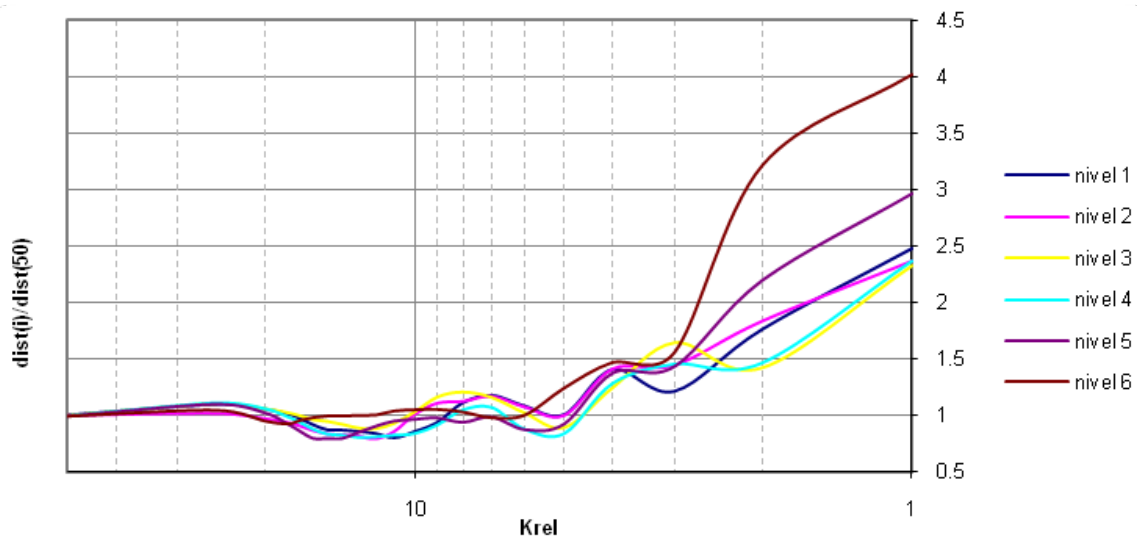


b) Resistencia relativa  $R_{\text{rel}}=80\%$

Fig 5.16 Distorsiones máximas normalizadas para acel. CALE y Configuración 4, resitencias relativas de  $R_{\text{rel}}=100\%$  y  $R_{\text{rel}}=80\%$ .

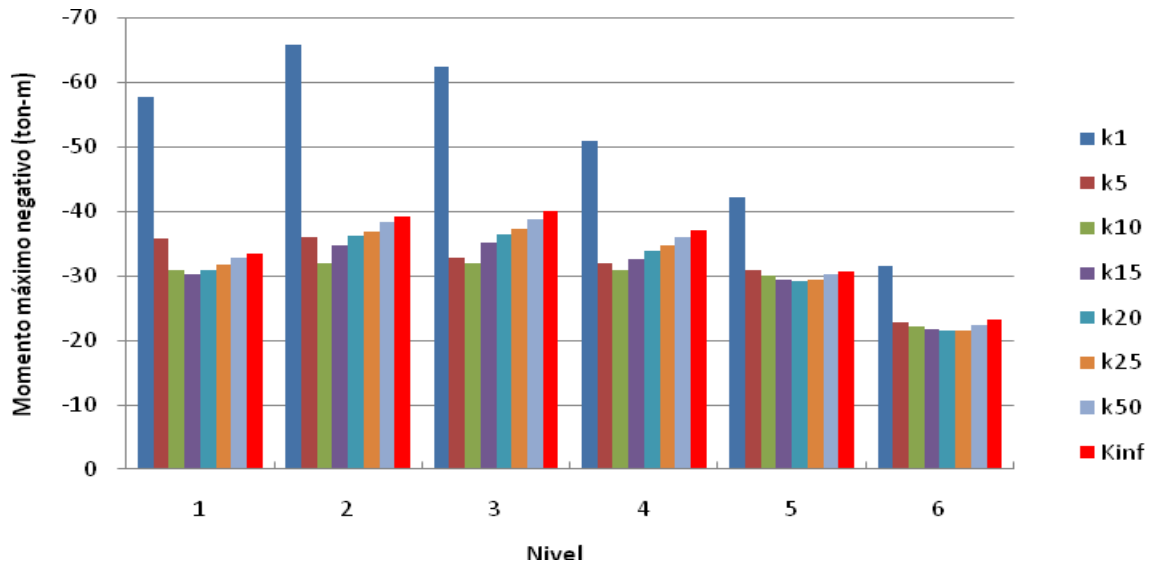


c) Resistencia relativa  $R_{rel}=60\%$

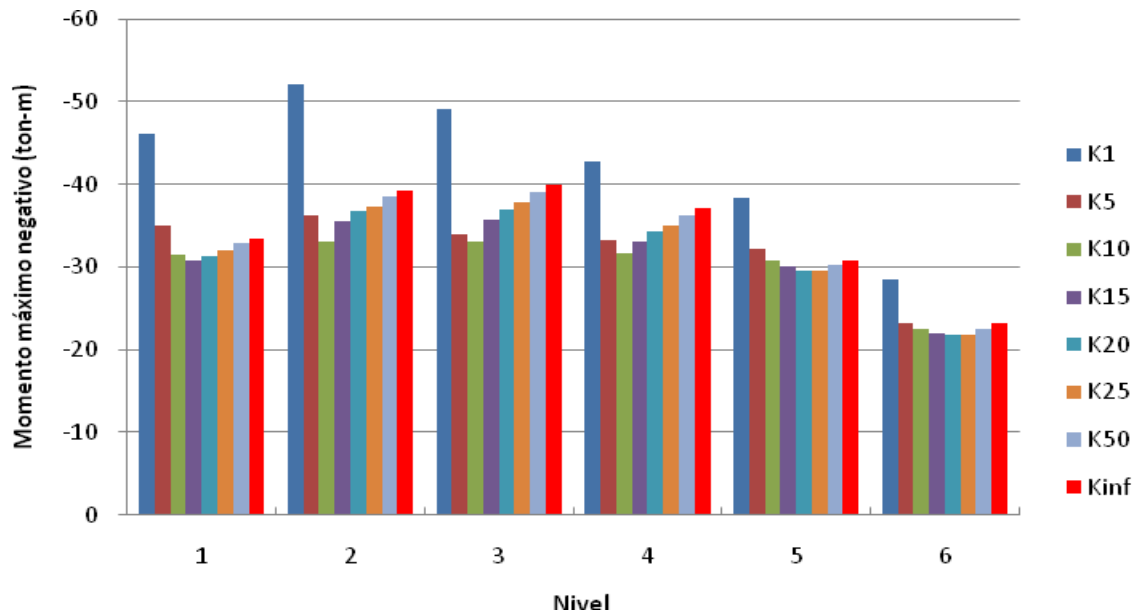


d) Resistencia relativa  $R_{rel}=40\%$

Fig 5.17 Distorsiones máximas normalizadas para acel. CALE y Configuración 4, resistencias relativas de  $R_{rel}=60\%$  y  $R_{rel}=40\%$ .



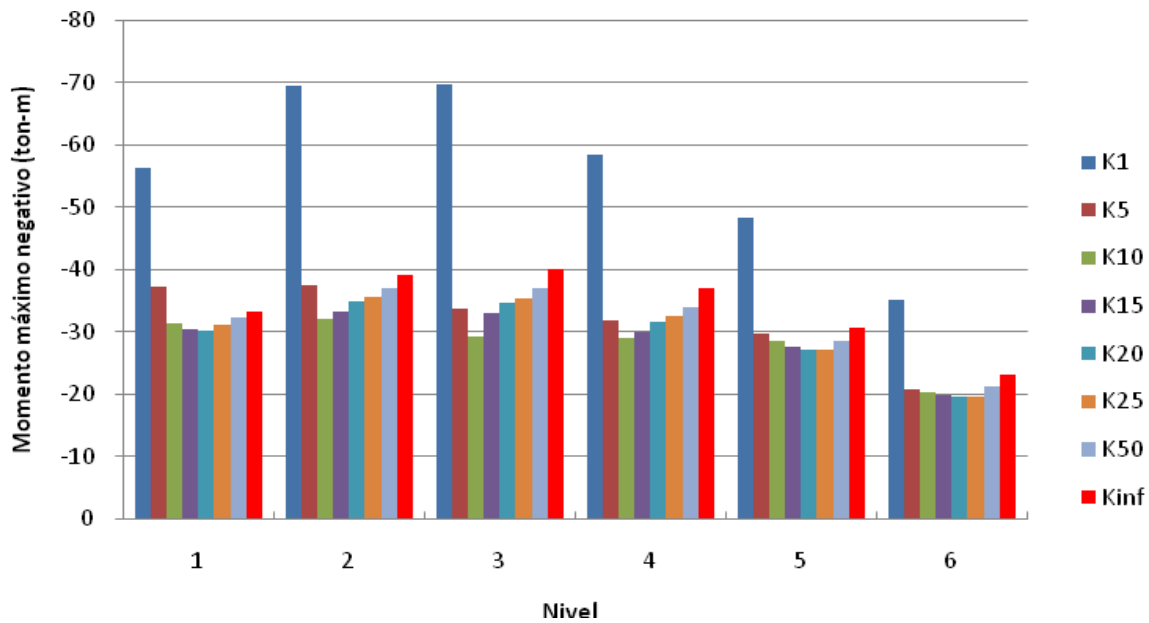
a) Configuración 1



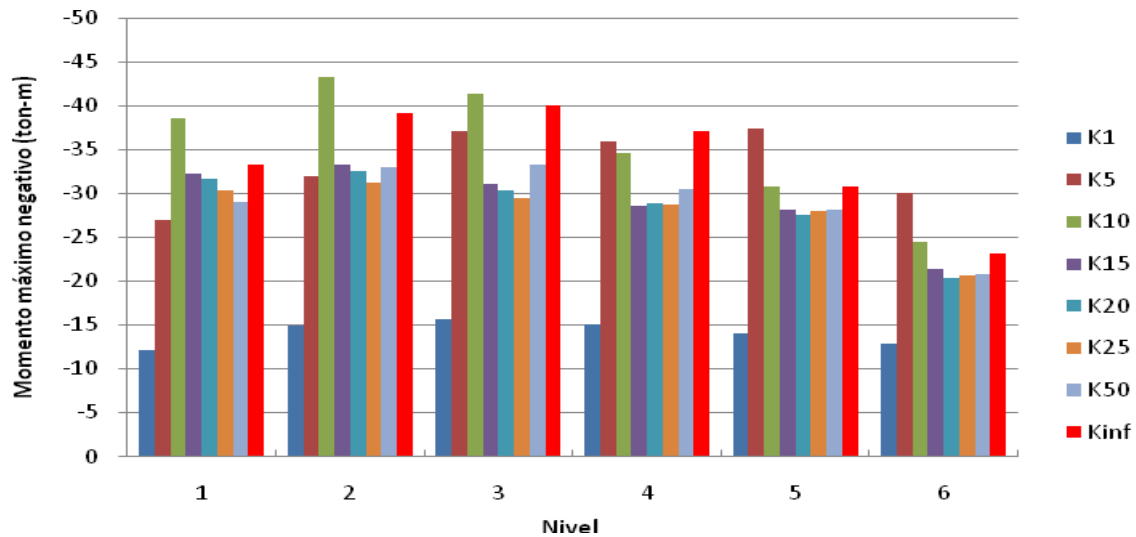
b) Configuración 2

Figura 5.18 Momentos máximos en vigas por nivel para acelerograma CALE y configuraciones 1 y 2.





c) Configuración 3



d) Configuración 4

Figura 5.18 Momentos máximos en vigas por nivel para acelerograma CALE, para configuraciones 3 y 4.

En las figuras 5.17 y 5.18 se graficaron los momentos máximos que se presentan en las vigas por cada nivel del marco y para cada rigidez relativa, además se incluye en color rojo el valor de momento máximo obtenido mediante un modelo convencional realizado en el programa

ETABS 9.6; al comparar las demandas de momento se observa que los momentos máximos en las vigas disminuyen conforme la rigidez de la conexión es menor para los primeros cuatro niveles del marco y se mantiene relativamente constante para los niveles superiores, esta tendencia se presenta para las configuraciones 1 a 3 en las que se usan tanto conexiones rígidas como conexiones representadas con elementos de rigidez calculada  $K_{rel}$  mayores a 10, pero cuando la rigidez de la conexión  $K_{rel}$  es menor a este valor se presenta una redistribución de momentos tal que los extremos de vigas con conexiones rígidas toman una gran parte del momento para estabilizar al marco y en este caso el momento se incrementa rápidamente conforme disminuye la rigidez de la conexión. Para el caso de la configuración 4 se presenta una situación similar en la que las vigas presentan momentos máximos menores que los estimados con modelos convencionales para rigideces relativas de las conexiones que van de  $K_{rel}=15$  a  $K_{rel}=50$  presentándose un incremento para rigideces menores, también se observa que para una rigidez de  $K_{rel}=1$  los momentos son muy inferiores al del modelo convencional debido en gran parte a que se presentan grandes deformaciones plásticas en las conexiones lo que disipa una gran cantidad de energía pero con desplazamientos relativos de entrepiso muy altos, como se puede ver en la figura 5.17.

## 5.2 ACELEROGRAMA “MZ01”

El periodo medio ( $T_M$ ) calculado para este acelerograma es de 0.42 seg. con una Aceleración Máxima Corregida de 384.29 cm/s<sup>2</sup>, datos adicionales se pueden encontrar en el capítulo cuatro de este trabajo de investigación, la fuente de dicha información es la BMSF 2000.

En la figura 5.19 se muestra el espectro de aceleración de respuesta calculado para el acelerograma MZ01, y se incluyen en líneas verticales los periodos obtenidos para los modelos con rigideces relativas de conexión

(Krel) con la configuración 4 que es la que presenta intervalos mas amplios.

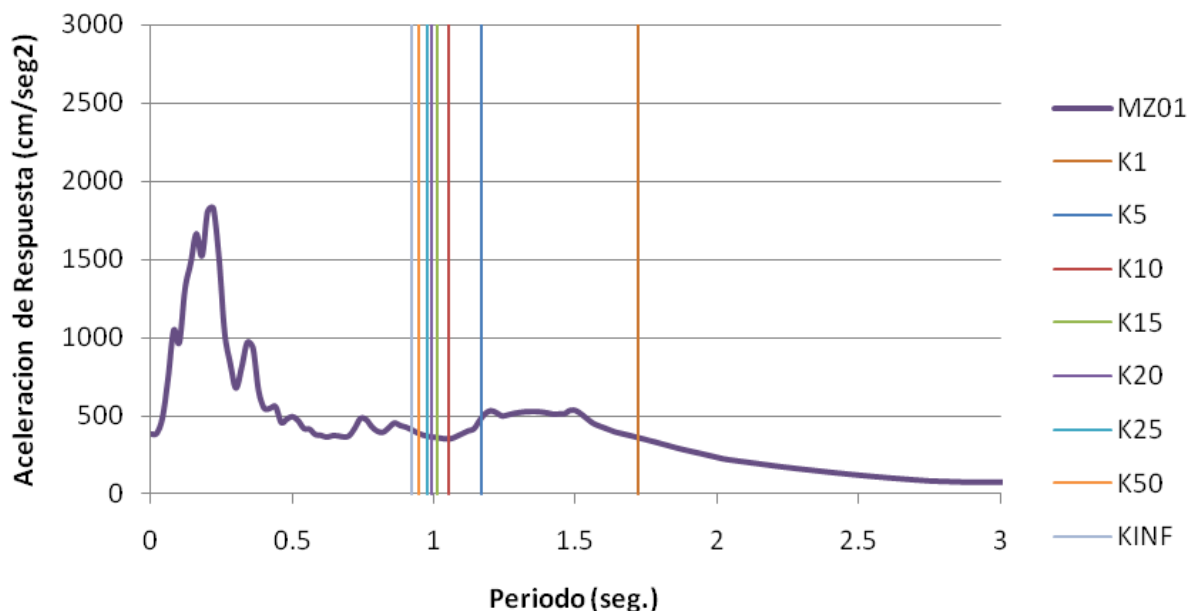


Figura 5.19 *Espectro de aceleración de respuesta para el acelerograma MZ01.*

Al igual que como sucedió con el acelerograma CALE no se presentan diferencias entre las distorsiones de entrepiso para las tres primeras configuraciones cuando estas cuentan con conexiones con rigideces relativas  $K_{rel}=50$ , al revisar los cambios en el comportamiento de las graficas normalizadas cuando cambia la resistencia relativa de las conexiones al 80% notamos que al igual que en el caso de los modelos con el acelerograma CALE no se presentan cambios con respecto a los modelos con  $R_{rel}=100\%$ , al llegar al grupo que tiene conexiones con  $R_{rel}=60\%$  se observa un aumento en los valores para las tres configuraciones y la aparición de un pico en el valor máximo para una  $K_{rel}=20$  en los niveles 2 y 3, este aumento en los valores normalizados no está relacionado con un aumento en las demandas de desplazamiento relativo si no con una disminución en la demanda del valor de  $K_{rel}=50$  que es la referencia para cada nivel de Resistencia relativa, al revisar las graficas que se presentan en la figura 5.10 y compararlas con las presentadas en la figura 5.8 se

pueden observar los cambios en las demandas para  $K_{rel}=50$  para los modelos con  $R_{rel}=100\%$  y los que tienen  $R_{rel}=60\%$ . En este caso, para las tres configuraciones, podemos notar que la ubicación de las conexiones con parámetros variables dentro del marco que se analiza no representa un factor que modifique el comportamiento global de la estructura como sucedió con los modelos del acelerograma CALE.

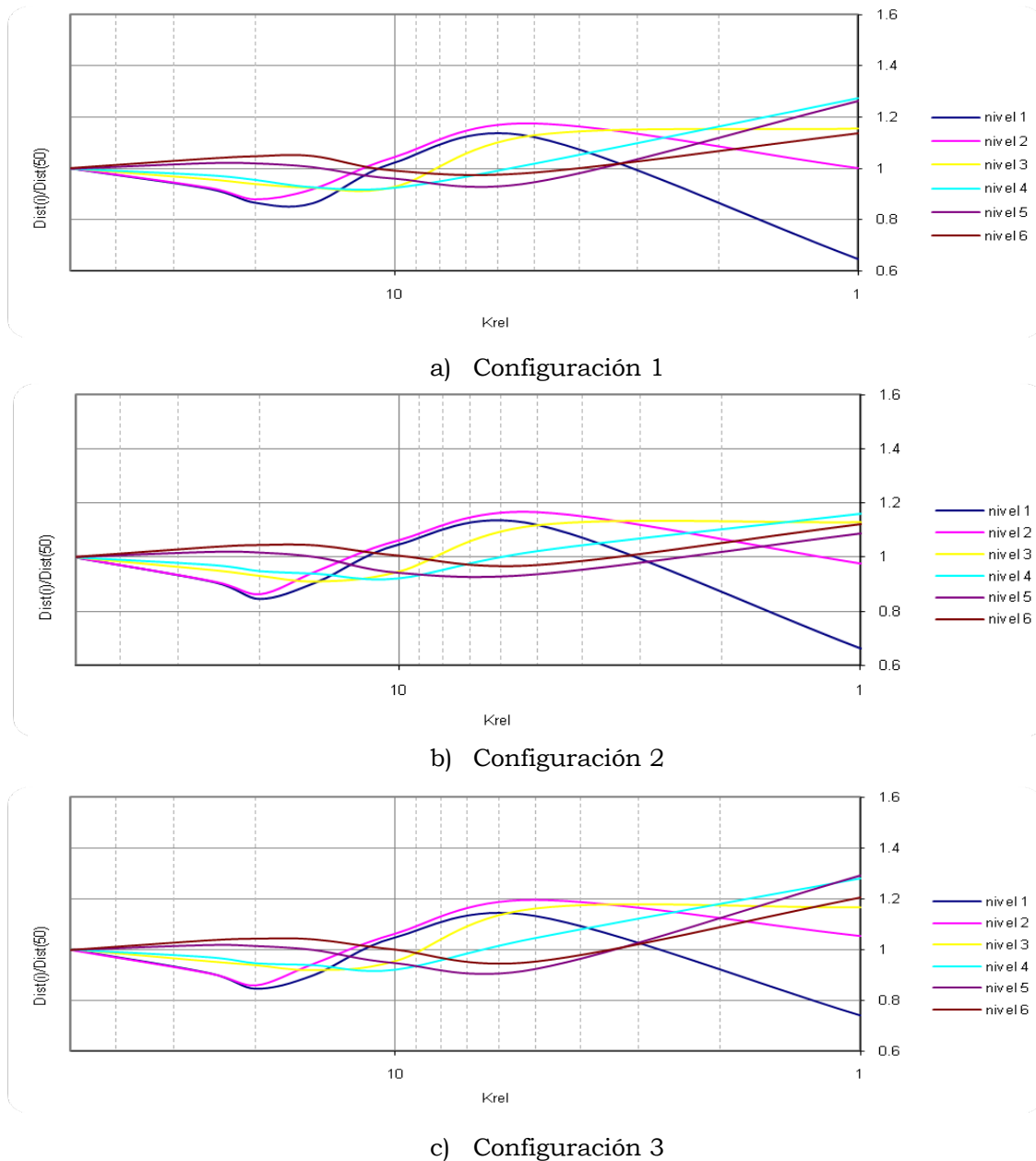
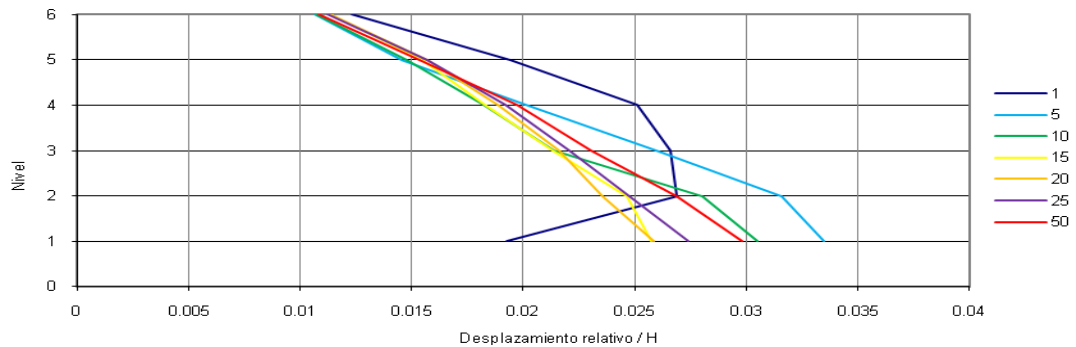
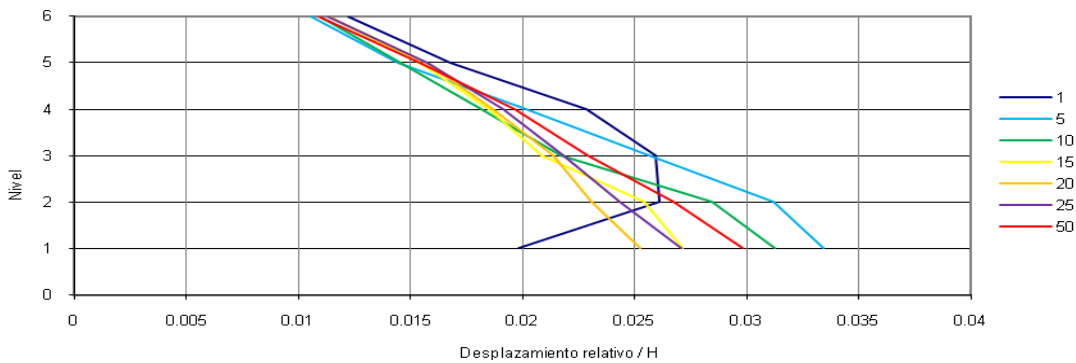


Figura 5.20 Distorsiones máximas normalizadas para acel. CALE y  $R_{rel}=100\%$

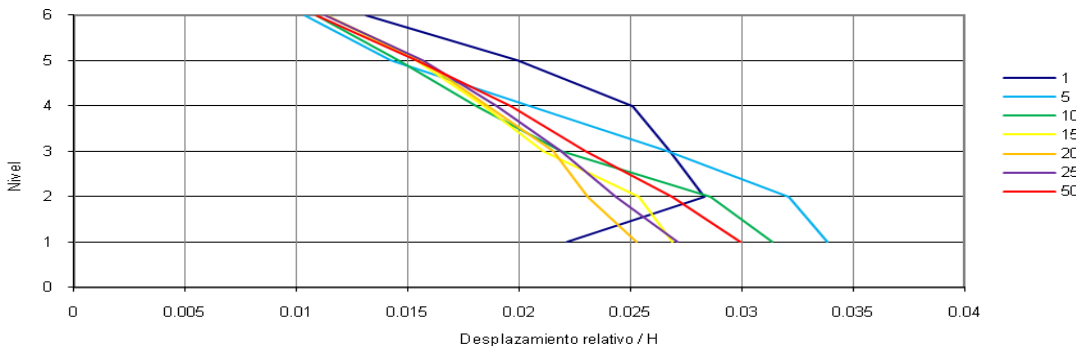
En las graficas normalizadas (figura 5.15) se aprecia que la ubicación de las conexiones que representan conexiones semirrígidas no influye de manera significativa en el comportamiento global de la estructura, pues a pesar de que estas diferencias existen representan un mínimo porcentaje del valor total de desplazamiento relativo de los entrepisos y este aumenta solo para conexiones con  $K_{rel} < 5$ .



a) Configuración 1



b) Configuración 2



c) Configuración 3

Fig 5.21 Demandas de distorsión por nivel para acelerograma MZ01 y  $R_{rel}=100\%$

Al comparar los valores de los desplazamiento relativos de entrepiso para las configuraciones 1 a 3 podemos observar que no existen diferencias apreciables en los valores máximos para los entrepisos con conexiones que cuenten con rigideces relativas ( $K_{rel}$ ) mayores a 10 que incluyen al rango de valores considerado para representar las propiedades de conexiones tipo Placa de Extremo.

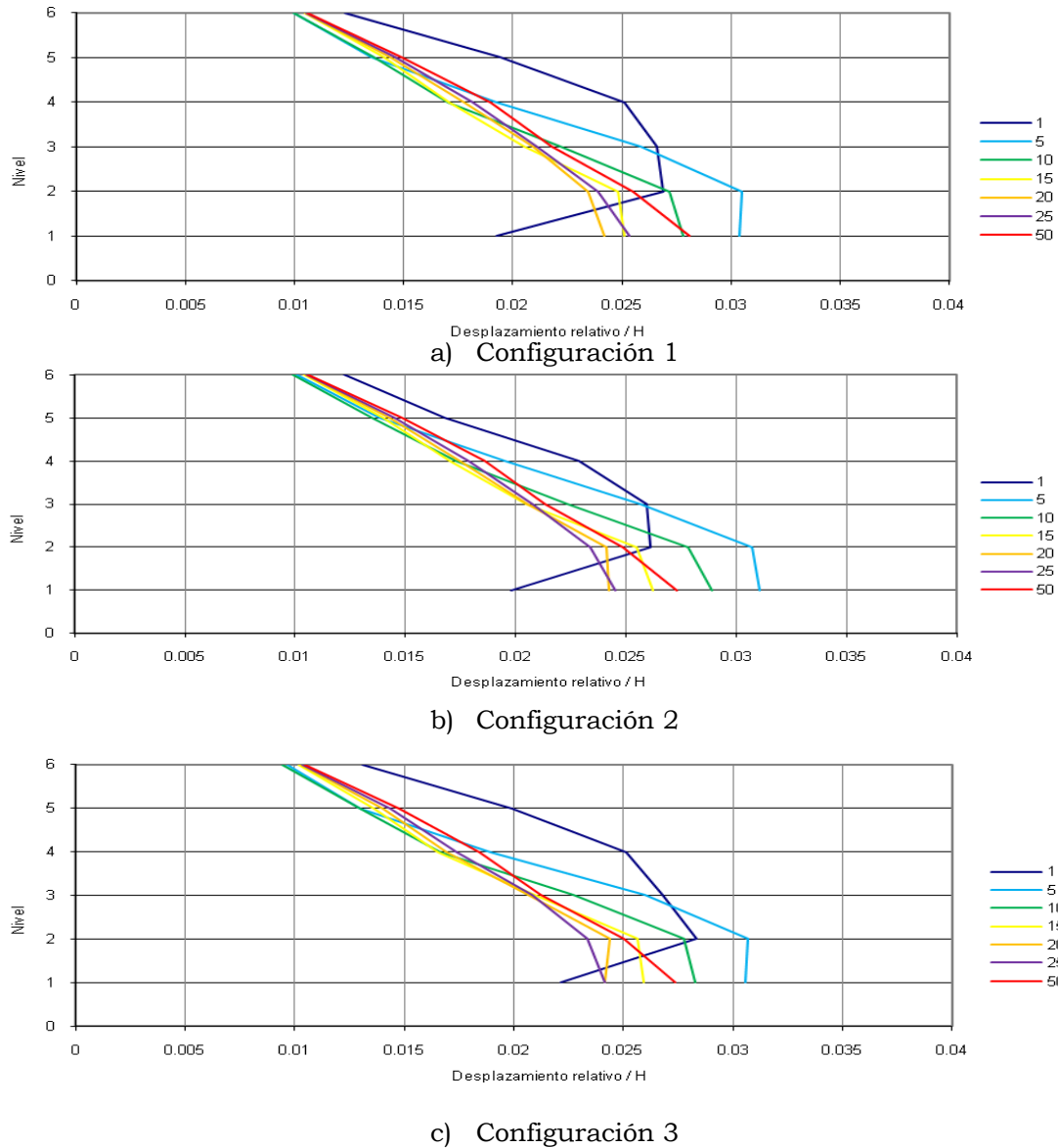
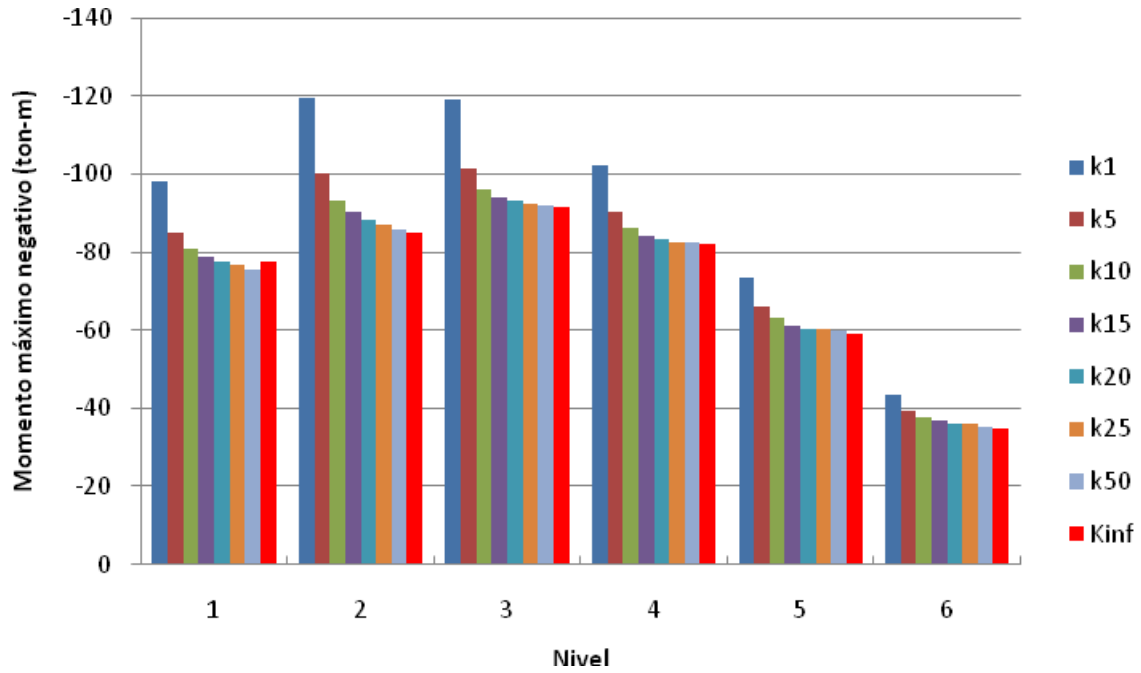


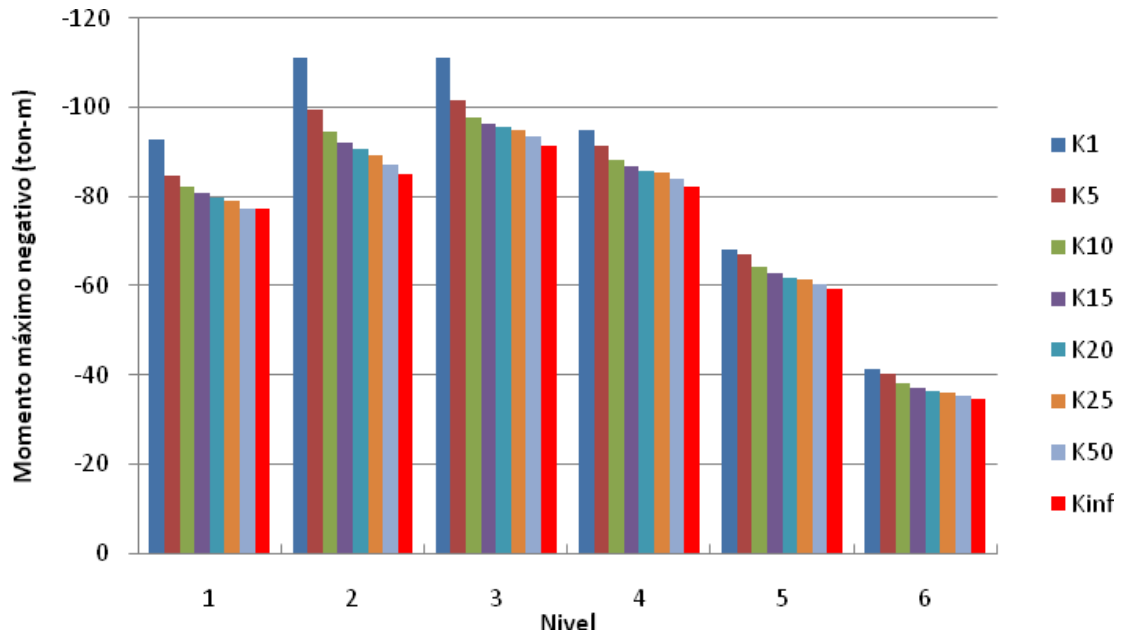
Fig. 5.22 Demandas de distorsión por nivel para acelerograma MZ01 y  $R_{rel}=60\%$

Al comparar las graficas de los modelos con conexiones de  $R_{rel}=60\%$  con las que se presentan para  $R_{rel}=100\%$  se observa que en vez de presentarse un incremento en las demandas de distorsión de entrepiso estas disminuyen y los aumentos en las graficas normalizadas se deben a una disminución en los valores de referencia para  $K_{rel}=50$ .

A diferencia de la tendencia observada con el acelerograma CALE al someter el conjunto de marcos al acelerograma MZ01 se nota una marcada tendencia al aumento de los momentos máximos en vigas cuando las rigideces relativas  $K_{rel}$  disminuyen, y esta tendencia se mantiene para las cuatro configuraciones, en la figura 5.18 podemos apreciar los valores para las rigideces relativas y la comparación con los valores del modelo convencional, esta uniformidad en el cambio de los momentos con respecto a la rigidez de las conexiones corresponde a la misma uniformidad en los cambios de distorsiones de entrepiso, al observar la figura 5.15 notamos que las graficas presentan el mismo comportamiento para las configuraciones y que el valor de los momentos máximos no solo sigue la misma tendencia sino que presenta valores muy cercanos en todos los casos



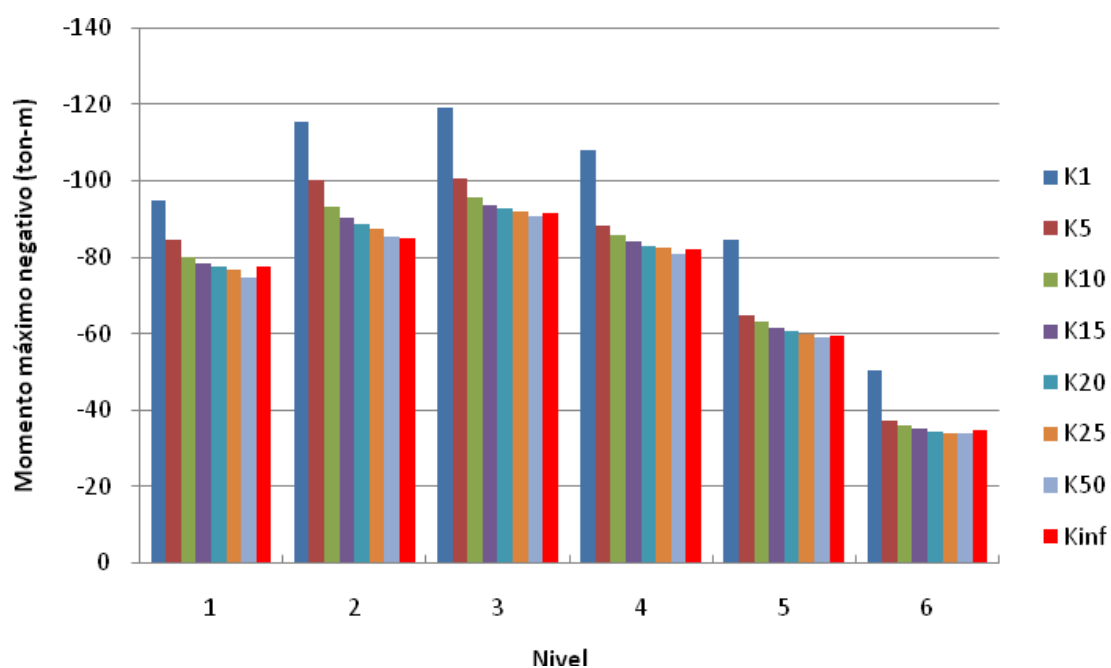
a) Configuración 1



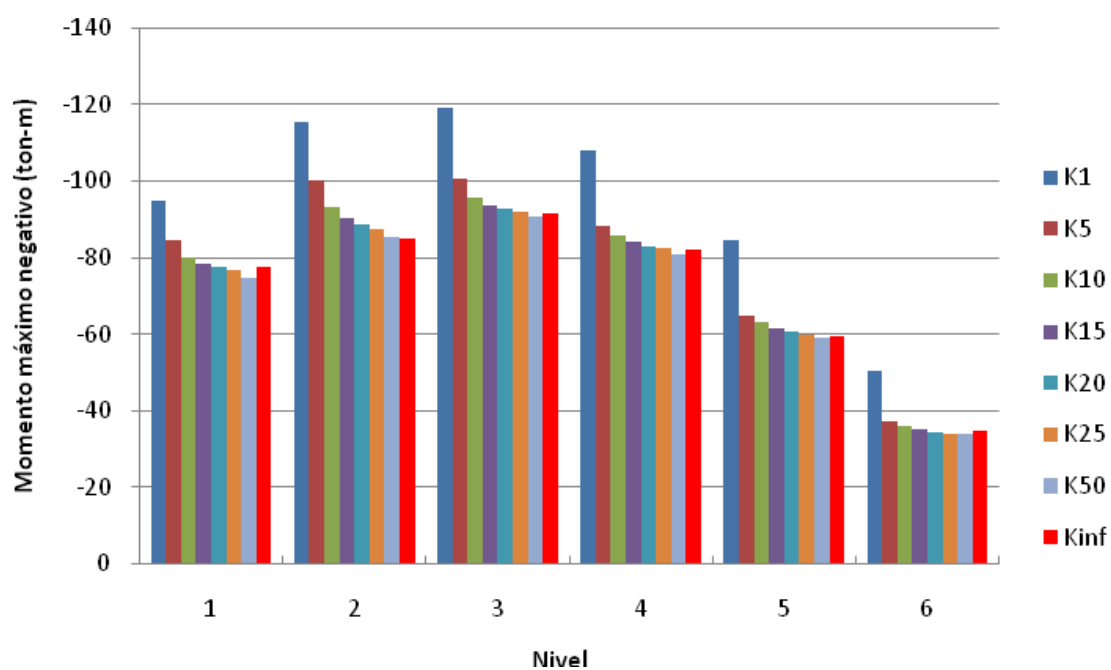
b) Configuración 2

Figura 5.23 Momentos máximos en vigas por nivel para acel. MZ01





c) Configuración 3



d) Configuración 4

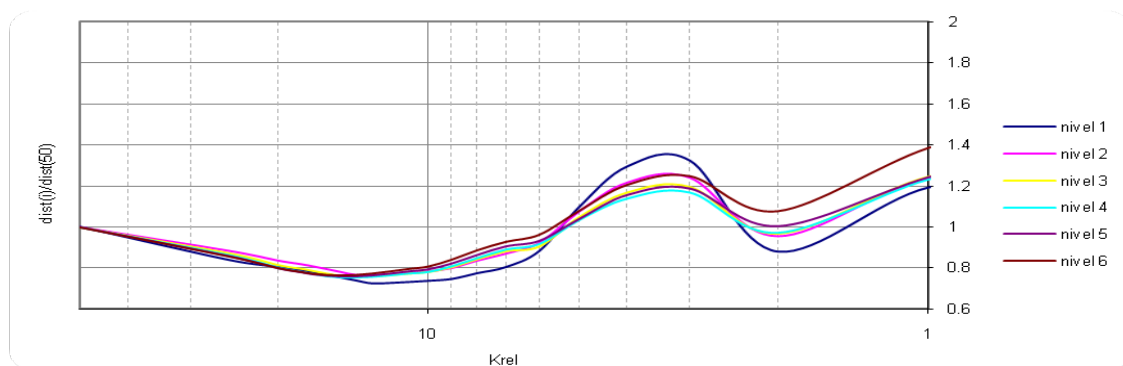
Figura 5.24 Momentos máximos en vigas por nivel para acel. MZ01, configuraciones 3 y 4.

A diferencia de la tendencia observada con el acelerograma CALE al someter el conjunto de marcos al acelerograma MZ01 se nota una marcada tendencia al aumento de los momentos máximos en vigas cuando las rigideces relativas  $K_{rel}$  disminuyen, y esta tendencia se mantiene para las cuatro configuraciones, en la figura 5.18 podemos apreciar los valores para las rigideces relativas y la comparación con los valores del modelo convencional, esta uniformidad en el cambio de los momentos con respecto a la rigidez de las conexiones corresponde a la misma uniformidad en los cambios de distorsiones de entrepiso, al observar la figura 5.15 notamos que las graficas presentan el mismo comportamiento para las configuraciones y que el valor de los momentos máximos no solo sigue la misma tendencia sino que presenta valores muy cercanos en todos los casos

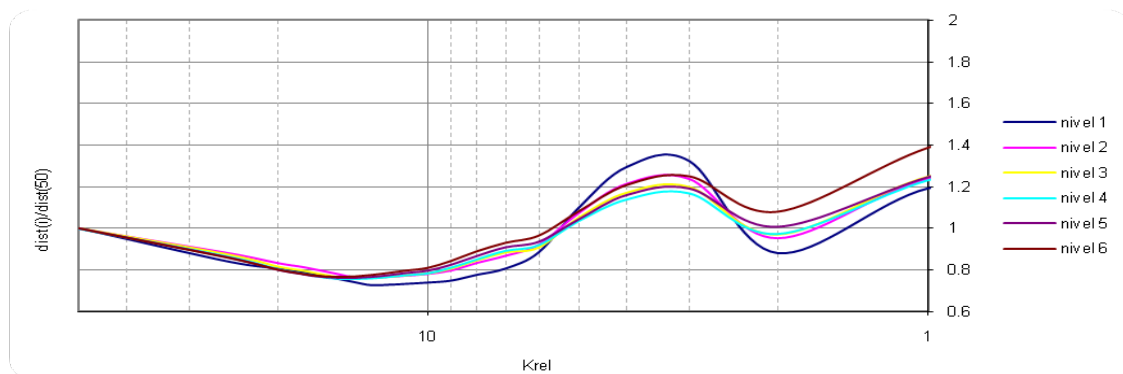
### 5.3 ACELEROGRAMA “SCT1”

Este acelerograma presenta un periodo medio ( $T_M$ ) calculado de 2.12 seg. y una aceleración máxima corregida (AMC) de  $167 \text{ cm/s}^2$  y aunque este valor es considerablemente menor a los valores de los acelerogramas anteriores es bien sabido que aceleraciones altas no necesariamente están relacionadas con el mayor daño, de hecho el potencial destructivo de propuesto por Araya-Saragoni (1984) se correlaciona fuertemente con el desplazamiento máximo del suelo y la velocidad máxima.

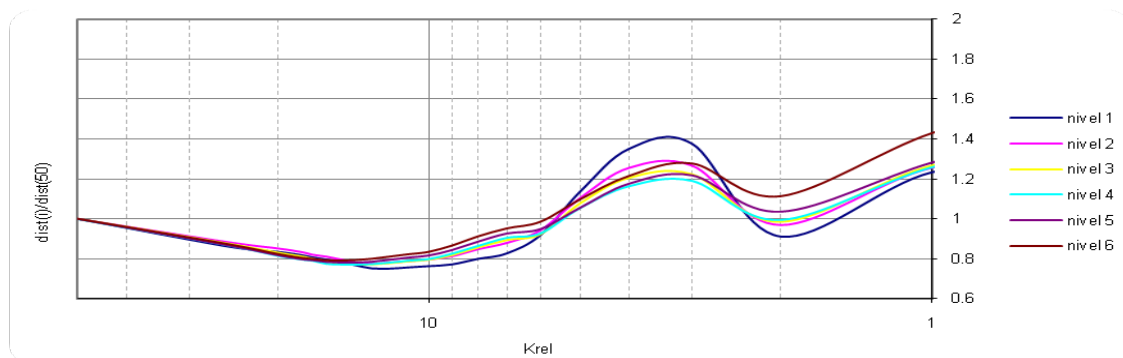
Al revisar los desplazamientos relativos de entrepiso podemos notar que se mantienen muy similares para las tres primeras configuraciones y en un amplio rango de resistencias relativas  $R_{rel}$  y los cambios apreciables se observan para valores de  $R_{rel}$  de 40% y menores, en especial para rigideces en conexiones menores a  $K_{rel}=10$ .



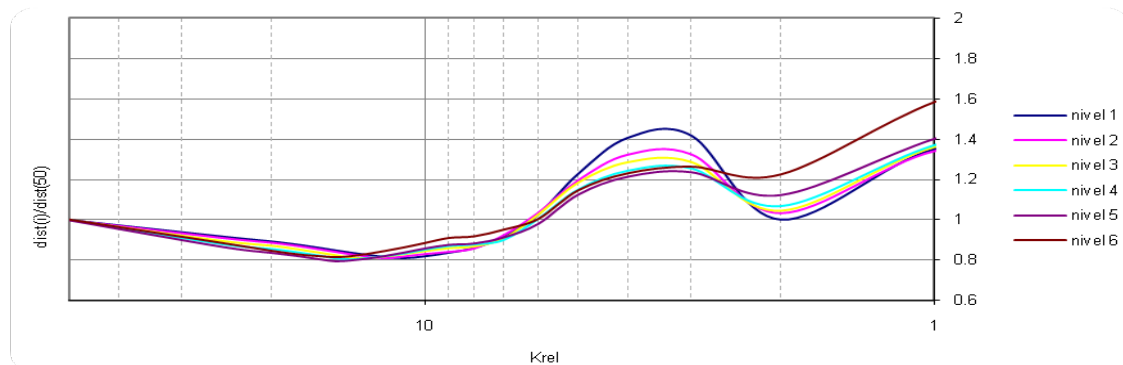
a) Resistencia relativa  $R_{rel}=100\%$



b) Resistencia relativa  $R_{rel}=80\%$

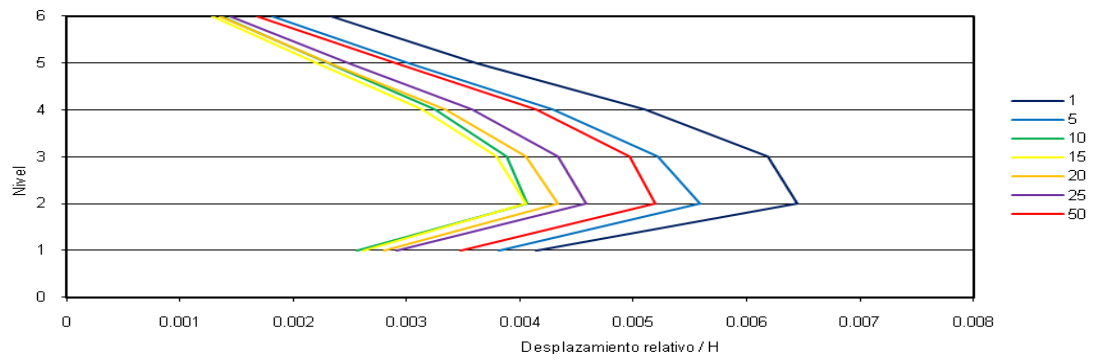


c) Resistencia relativa  $R_{rel}=60\%$

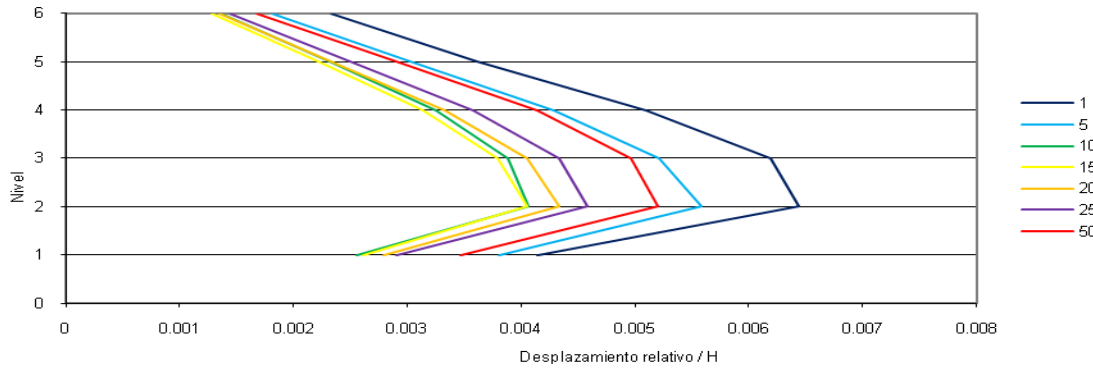


d) Resistencia relativa  $R_{rel}=40\%$

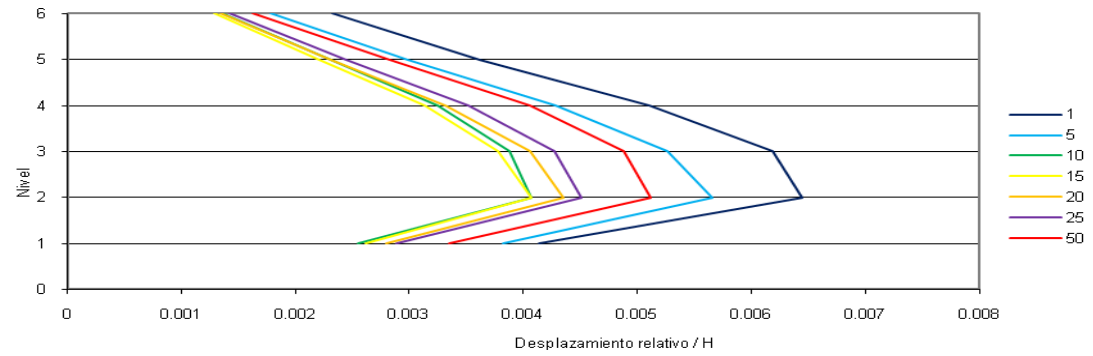
Figura 5.25 Distorsiones máximas normalizadas para acc. SCT1 y Configuración 1



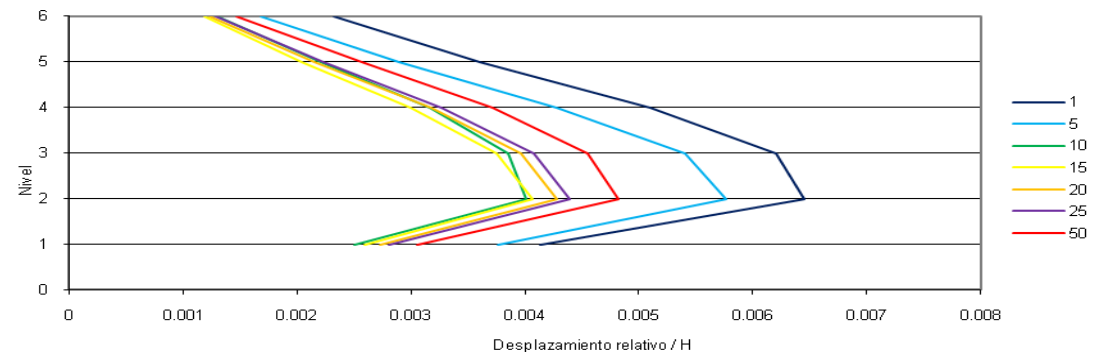
a) Resistencia relativa  $R_{rel}=100\%$



b) Resistencia relativa  $R_{rel}=80\%$



c) Resistencia relativa  $R_{rel}=60\%$



d) Resistencia relativa  $R_{rel}=40\%$

Figura. 5.26 Desplazamientos relativos de entrepiso para acc. SCT1 y Configuración 1

Otra de las tendencias que se encuentran en las graficas es que para valores mayores a  $K_{rel}=6$  los desplazamientos relativos de entrepiso son menores que la referencia de  $K_{rel}=50$  en la figura 5.20 vemos que solo los valores de desplazamiento relativo para rigideces relativas  $K_{rel}=1$  y  $K_{rel}=5$  son mayores que los valores para  $K_{rel}=50$ , esta tendencia se aprecia mejor en la figura 5.19 la cual presenta las distorsiones máximas normalizadas.

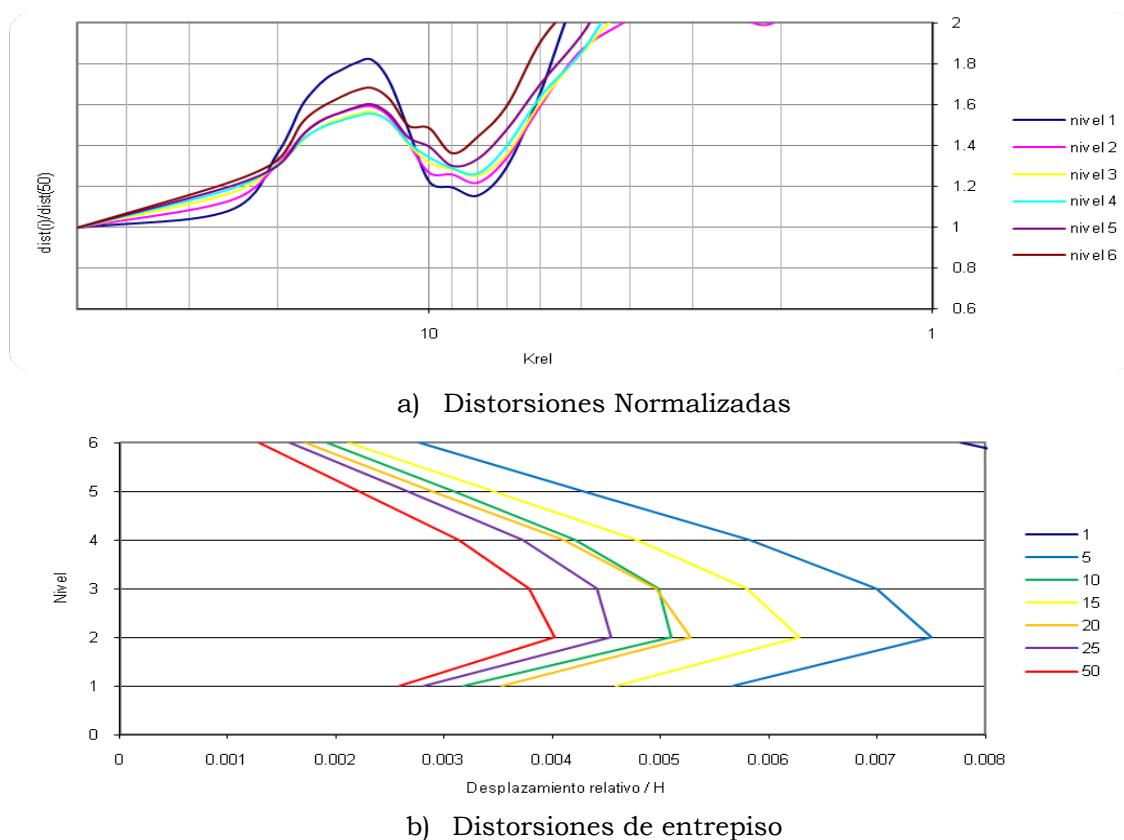
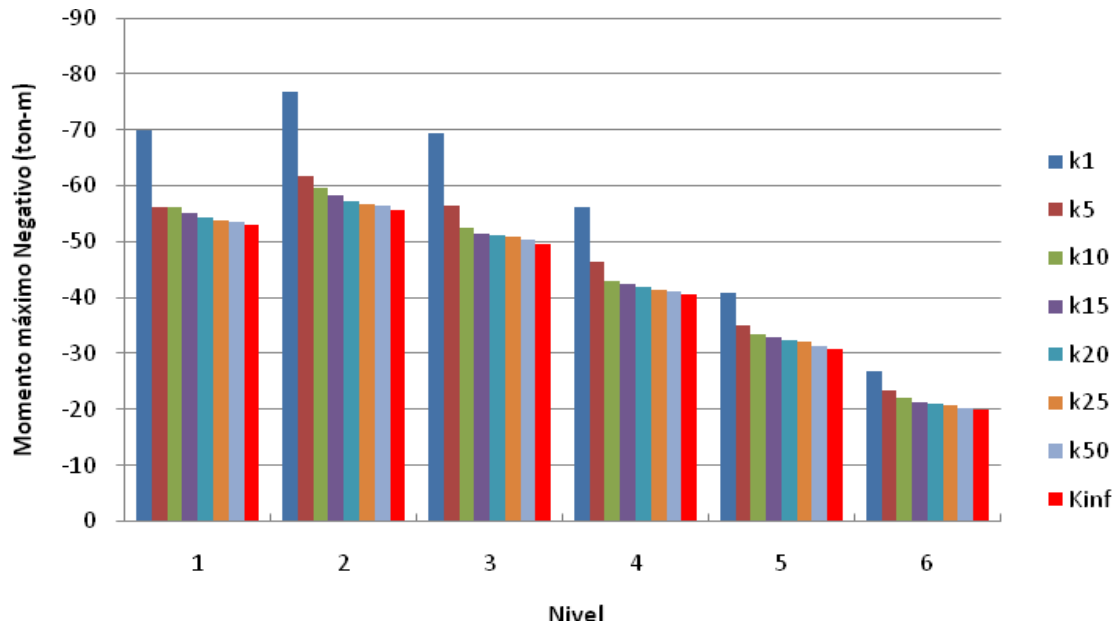
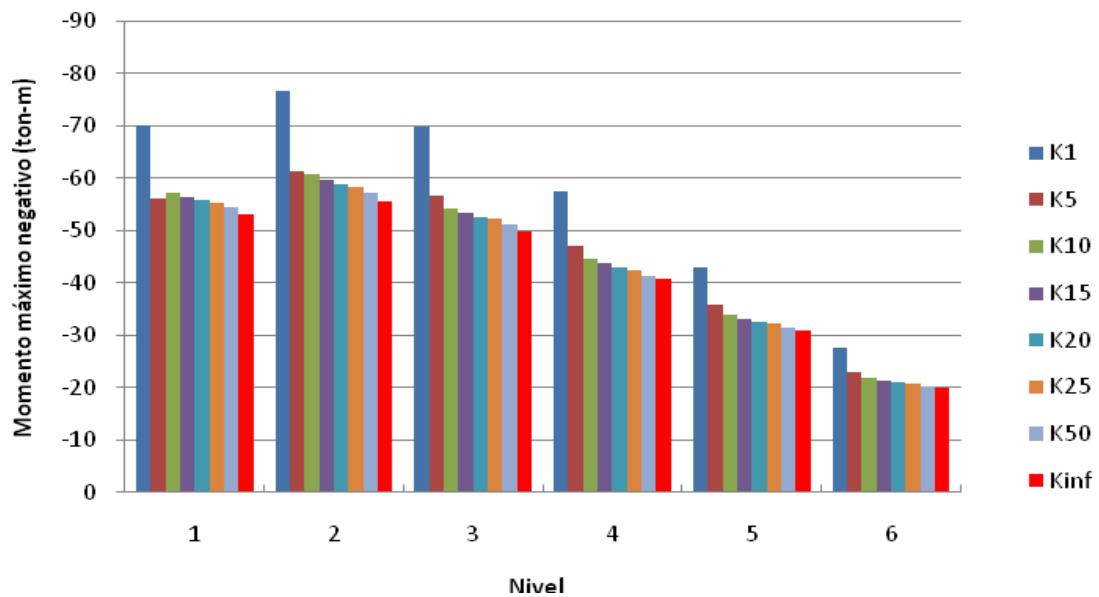


Figura 5.27 Distorsiones de entrepiso para acc. SCT1 y Configuración 4 con  $R_{rel}=100\%$

Para el caso de la configuración 4 la tendencia anterior se revierte presentando distorsiones de entrepiso superiores espacialmente en el rango de rigideces entre  $K_{rel}=20$  y  $K_{rel}=10$  que es el rango típico para conexiones tipo placa de extremo, y aunque se presenta una disminución en los valores de distorsión para rigideces entre  $K_{rel}=10$  y  $K_{rel}=7$  al bajar los valores de rigidez relativa las distorsiones aumentan rápidamente.

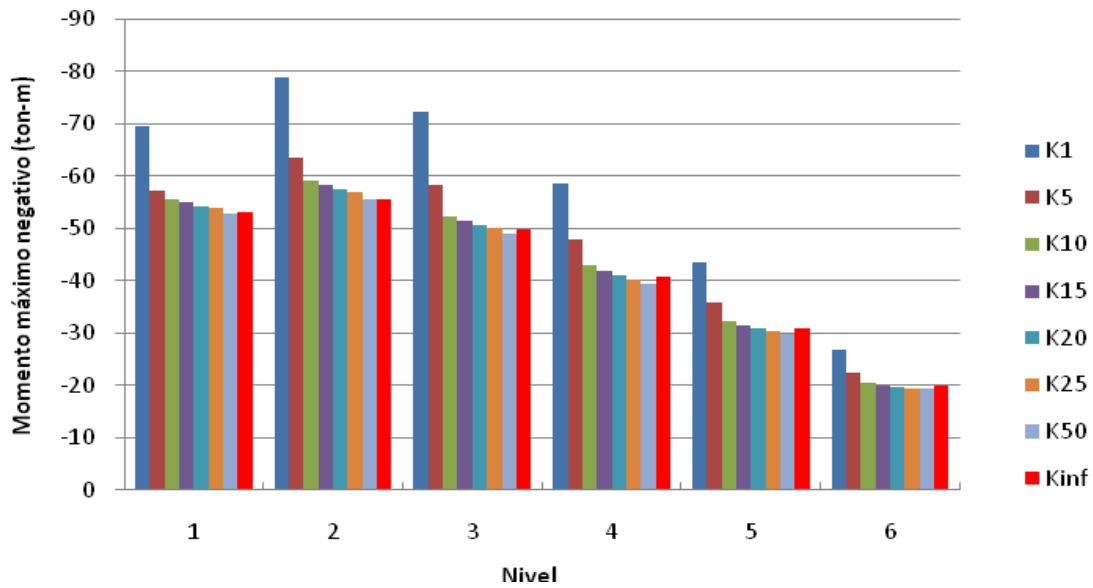


a) Configuración 1

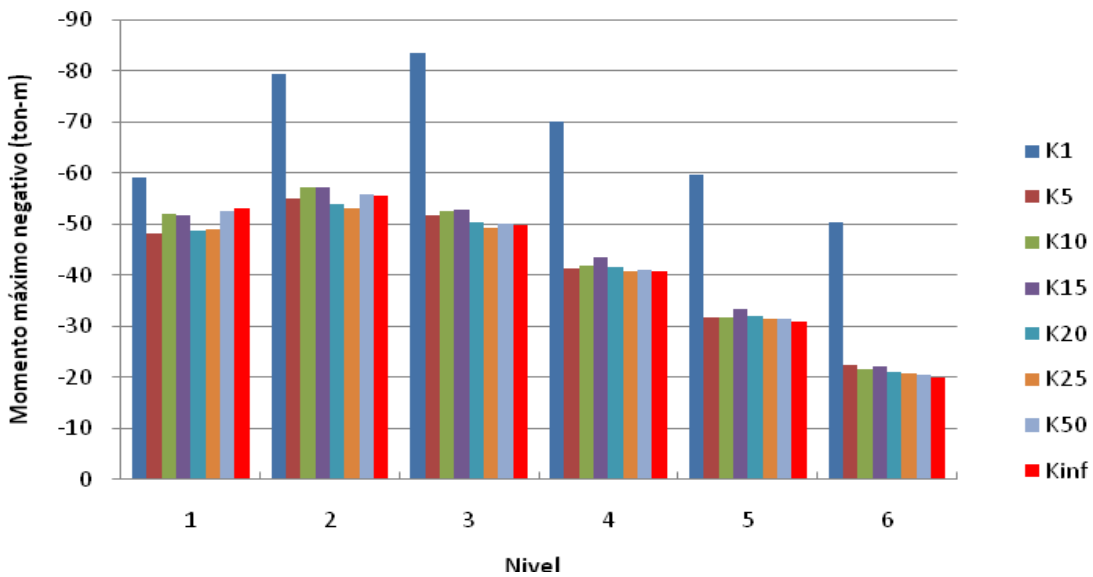


b) Configuración 2

Figura 5.28 Momentos máximos en vigas por nivel para acel. SCT1 configuraciones 1 y 2.



c) Configuración 3



d) Configuración 4

Figura 5.29 Momentos máximos en vigas por nivel para acel. SCT1 configuraciones 3 y 4.

El comportamiento en las graficas que representan los momentos máximos para vigas nos deja ver una tendencia marcada a que, en configuraciones que combinan conexiones completamente rígidas y conexiones con rigideces calculadas ( $K_{rel}$ ), al disminuir la rigidez relativa de las

conexiones aumenta el momento máximo en las vigas, que es el mismo efecto que se presento para el acelerograma MZ01, en el caso de la configuración 4 se aprecia un ligero aumento en los valores de momento máximo para los entresijos 3 a 6, en los niveles 1 y 2 existe una ligera disminución en los momentos para las rigideces relativas  $K_{rel}=20$  y  $K_{rel}=25$ .



## **CAPÍTULO 6**

### **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**



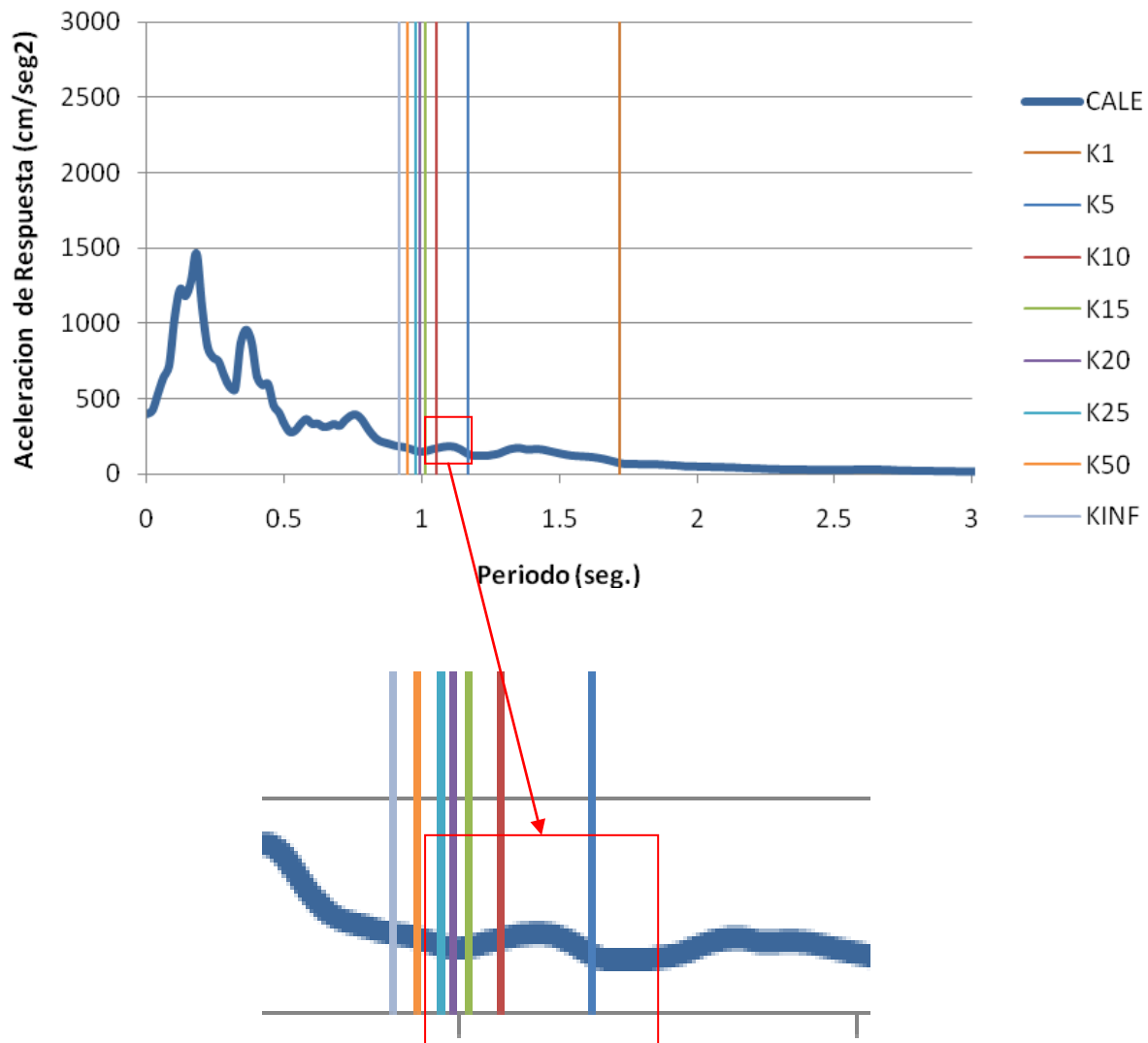
## 6. Conclusiones y recomendaciones.

Al revisar los comportamientos generales de los marcos ante los diferentes acelerogramas encontramos que, para los marcos en los que se hacen combinaciones de conexiones rígidas y conexiones con rigidez relativa, la ubicación de las conexiones no rígidas en el marco no impacta de manera significativa a las distorsiones máximas de los entrepisos y el comportamiento de estos marcos es relativamente homogéneo, y solo se presentan variaciones importantes cuando las rigideces relativas de las conexiones son menores a  $K_{rel}=7$ .

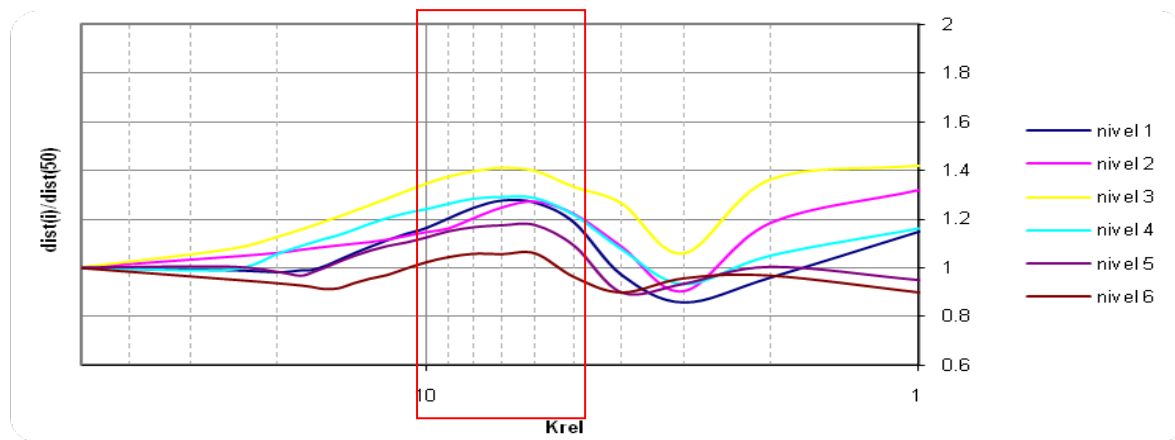
Para el rango de rigideces entre  $K_{rel}=10$  y  $K_{rel}=20$  el comportamiento es muy similar para las tres configuraciones con estas características y aunque se llegan a presentar puntos singulares en los que las graficas rompen su tendencia estos son muy localizados.

En general las distorsiones que se presentan en los marcos aumentan conforme disminuye la rigidez relativa de sus conexiones, debido a que al flexibilizar las conexiones, se flexibiliza el marco, pero el acelerograma al que está sometido el marco influye de manera determinante en el comportamiento del marco, para los acelerogramas en los que el periodo medio calculado es menor al periodo del marco se observa que la tasa de cambio en las distorsiones ante el cambio en la rigidez relativa de las conexiones ( $K_{rel}$ ) es menor que para el caso en el que el periodo medio del acelerograma es mayor al periodo del marco analizado. La figura 6.1 muestra el espectro de aceleraciones del acelerograma CALE en el cual podemos observar que al disminuir la rigidez relativa de la conexión aumenta el periodo del marco y se aleja de la zona de mayores aceleraciones en el espectro, en ésta grafica se observa que para el intervalo comprendido entre las rigideces relativas de  $K_{rel}=5$  y  $K_{rel}=10$  se presenta un incremento en la aceleración de respuesta y en las figuras 6.2

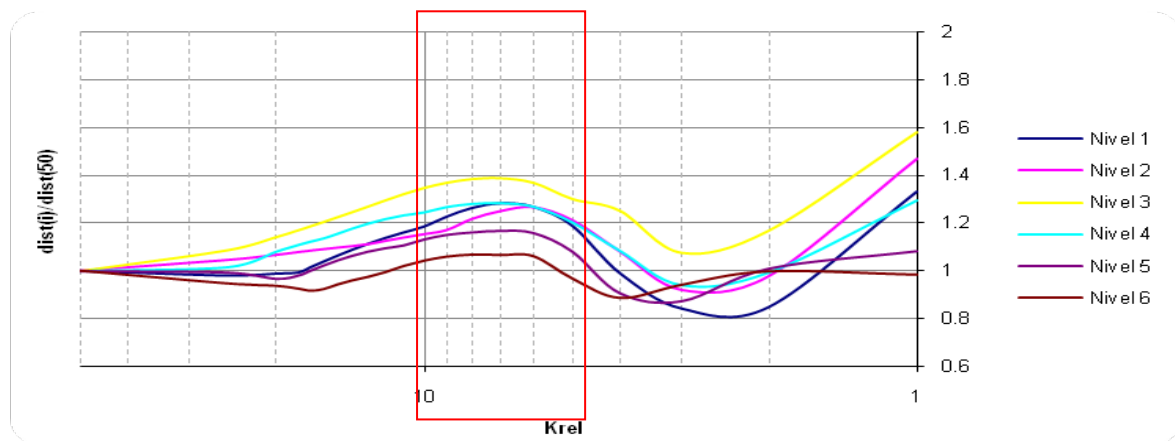
y 6.3 se observa que en este mismo intervalo de rigideces se presenta una mayor demanda de distorsiones para los marcos de las cuatro configuraciones estudiadas.



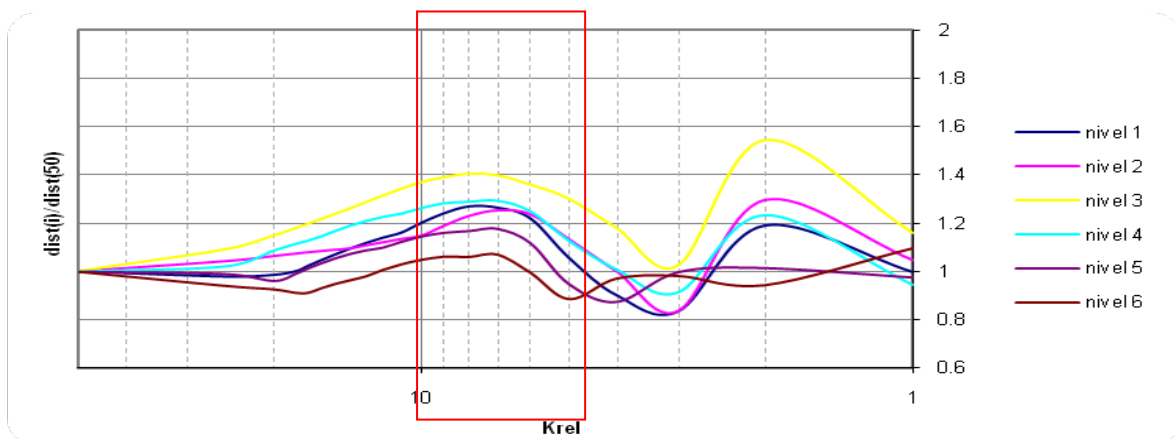
*Figura 6.1 Espectro de aceleración de respuesta para el acelerograma CALE y detalle en intervalo  $K_{rel}=5$  y  $K_{rel}=10$*



a) configuración 1

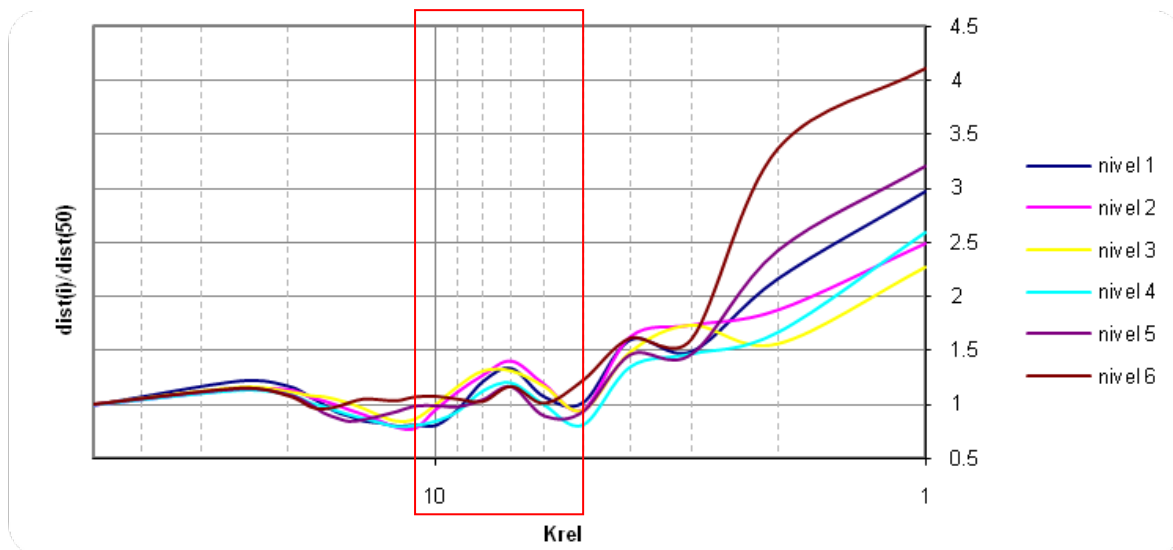


b) configuración 2



c) configuración 3

Figura 6.2 Distorsiones máximas normalizadas para acelerograma CALE y resistencia relativa de la conexión  $R_{rel}=100\%$ .



*Figura 6.3 Distorsiones máximas normalizadas para acelerograma CALE y resistencia relativa de la conexión  $R_{rel}=100\%$ , configuración 4.*

En el caso del acelerograma SCT1 que tiene un periodo medio mayor al del modelo, la tendencia cambia, presentando distorsiones de entrepiso menores para rangos de rigidez de entre  $K_{rel}=25$  y  $K_{rel}=6$  cuando se analizan las configuraciones 1 a 3, en el caso de la configuración 4 se presentan formas diferentes en las graficas normalizadas, para el caso en que los acelerogramas tienen un periodo medio menor al del modelo se presenta una disminución de las distorsiones para el rango de rigideces entre  $K_{rel}=10$  y  $K_{rel}=20$  y para el acelerograma de SCT1 que tiene un periodo medio mayor al del modelo la tendencia se invierte, presentando distorsiones mayores en el mismo rango de rigideces lo que sugiere que para marcos del tipo de configuración 4 el cambio en el periodo de la estructura ocasionado por el cambio en la rigidez de sus conexiones puede influir en la respuesta del edificio dependiendo del periodo dominante del suelo en el que se encuentre desplantado por lo que es necesario revisar esta condición cuando se usen conexiones consideradas como Parcialmente Restringidas, como es el caso de las conexiones de placa de extremo extendida sin atiesadores. En la figura 6.4 se muestra el espectro de respuesta de aceleración para el acelerograma SCT1 y los periodos del

marco para la configuración 4 con diferentes valores de rigidez de conexión Krel. Al comparar el espectro con las distorsiones normalizadas para la configuración 4 observamos un incremento mayor de las distorsiones de entrepiso en comparación con la misma configuración con acelerogramas que bajan su aceleración conforme aumenta el periodo del marco.

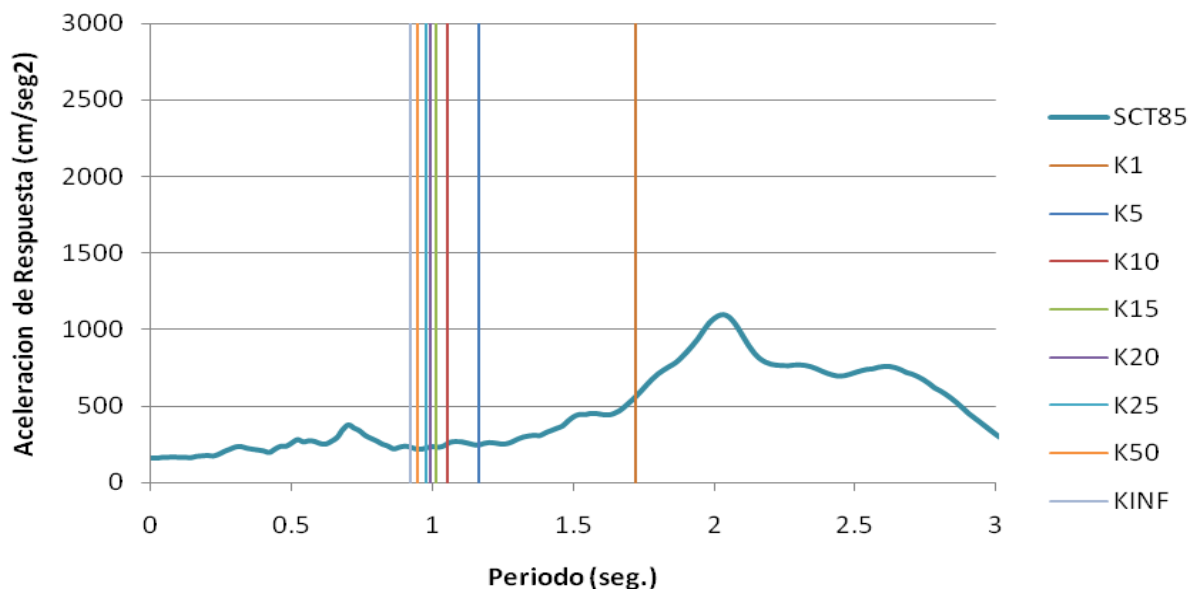


Figura 6.4 Espectro de aceleración de respuesta para el acelerograma SCT1.

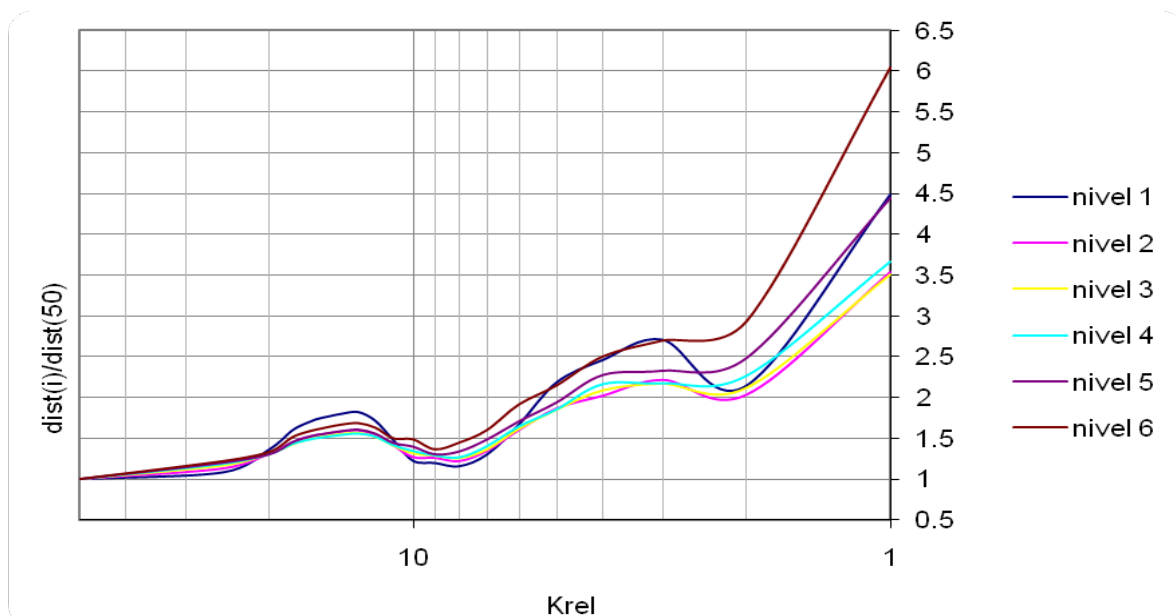


Figura 6.5 Distorsiones normalizadas para acelerograma SCT1 y configuración 4.

Además la demanda de momento máximo en las vigas puede cambiar considerablemente ante cambios en la rigidez de las conexiones, para el caso de las configuraciones 1 a 3 no se presentan tendencias relacionadas con los periodos de la estructura y el acelerograma empleado pero es notorio el incremento del momento máximo en vigas cuando las conexiones tienen una rigidez baja y se acercan al límite para considerarlas como no restringidas, la redistribución de momento hace que éste se concentre en la parte de la viga con la conexión mas rígida.

Con base en los resultados de esta investigación podemos concluir que:

- Las conexiones de placa de extremo extendida cuando se usan en marcos de acero resistentes a sismo, deben diseñarse para ser mas resistentes que la viga (conexión de placa fuerte), para asegurar que el patín y el alma no se pandeen localmente.
- El espesor de la placa de extremo no debe ser mayor que el espesor del patín de la columna, aún cuando el esfuerzo nominal de la placa sea mayor, esto para garantizar que no se presentará un pandeo en el patín de la columna que pueda comprometer su resistencia ante cargas verticales.
- En la prueba experimental de la conexión se encontró que, para ciclos de carga altos disminuyo considerablemente la tensión en los tornillos hasta valores cercanos a cero, por lo que es posible que ante un movimiento de suelo intenso, se presente pérdida de tensión en los tornillos de las conexiones, por lo que al momento de revisar el estado que guarda una estructura de acero después de un sismo importante, la tensión en los tornillos es un punto que deberá revisarse.
- Al usar conexiones tipo placa de extremo extendida en edificios, se debe poner especial atención en el diseño de la conexión y elegir la



que mejor se adapte a los requerimientos de la estructura, considerando que la conexión que más se acerca a las condiciones de un diseño convencional es aquella que presenta una mayor rigidez y una alta resistencia, las conexiones de placa de extremo extendida con atiesadores presentan buen comportamiento, rigidez y resistencias altas, en comparación con las conexiones que no cuentan con atiesadores.

- En la actualidad los programas de diseño comerciales cuentan con la posibilidad incluir conexiones modeladas como resortes, tanto lineales como no lineales, por lo que un diseño más razonable debería considerar el comportamiento de la conexión elegida para un diseño más adecuado, en especial cuando se usan conexiones con una rigidez relativa baja.
- Es necesario continuar con programas experimentales que nos ayuden a comprender mejor el comportamiento de las conexiones. En futuras pruebas experimentales se deberá incluir el efecto de una losa en los especímenes y también, considerar la variante de una conexión usando “muñones” para conectar en el sentido ortogonal a la conexión en el patín de la columna, pues esta conexión tiene un uso extendido y se conoce poco de su comportamiento.



## Referencias

AISC (2005). *Prequalified connections for special and intermediate steel moment frames for seismic applications*, AISC 358-05.

AISC (2005). *Specification for structural steel buildings*, AISC 360-05.

Batho C. y Rowan H. C. (1934). *Investigations of Beam and Stanchion Connections*. 2<sup>nd</sup> Report, Steel Structures Research Committee, Dept. of Scientific and Industrial Research of Great Britain, His Majesty's Stationery Office. London.

Bahaari Mohammed R. y Sherbourne Archibald N. (1997)[2]. *Finite element prediction of end plate bolted connection behavior. II: Analytic formulation*. Journal of Structural Engineering.

Beg D. y Zupančič E. [2004]. *Statistical evaluation of rotation capacity of moment connections*. AISC/ECCS.

Bruneau Michel, Uang Chia-Ming y Whittaker Andrew. *Ductile design of steel structures*, USA, McGraw Hill, 1998.

Butterworth Jim (1999). *Finite element analysis of structural steelwork beam to column bolted connections*. University of Teesside, United Kingdom.

Charney Finley y Downs William [2002]. *Modeling procedures for panel zone deformations in moment resisting frames*. AISC/ECCS.

Chávez Daniel Esteban, escobar Sanchez Jose A. y Gómez Martínez Roberto (2007). *Modelo analítico de conexiones semi-rigidas de acero*. XVI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, México.

Chen W. F. y Sohal I. (1995). *Plastic Design and Second Order Analysis of Steel Frames*. Springer-Verlag. New York.

Ciceri Hugo N. *Elaboración del protocolo de tesis*. México, Universidad Nacional Autónoma de México. 2001.

Computers and Structures Inc. *CSI analysis reference manual for SAP2000, ETABS and SAFE*. CSI (CD). 2005

Computers and Structures Inc. *ETABS integrated building design software. User's guide*. CSI (CD). 2005.

Cruz Mendoza E. y Gómez Bernal A. (2007). *Influencia de las conexiones semirrígidas en la respuesta de marcos de acero*. XVI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. México.

Dunai L. y otros (2004). *Analysis of bolted end-plate joints: Cyclic test and standard approach*. AISC/ECCS.

Fukuta Toshibumi y otros (2004). *Experimental study on stress-strain property of shape memory alloy and its application to self-restoration of structural members*. 13<sup>th</sup> World Conference on earthquake Engineering. Canada.

Gómez Bernal A. y Sordo Zabay E. (2004). *Influencia de la geometría del edificio y de las características del movimiento del suelo en las demandas sísmicas de marcos de acero*. XIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural. México.

Gómez Bernal A. y Sordo Zabay E. (2005). *Efecto del tipo de conexiones y del movimiento del suelo en el comportamiento de marcos de acero en México*. Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica IX Jornadas. Chile.

Gómez Bernal A., Cruz Mendoza E. y Ubando Franco O. (2007). *Comportamiento experimental de conexiones de acero con placa de extremo*. XVI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. México.

Griffiths J. D. (1984), *End-Plate Moment Connections, Their Use and Misuse*. AISC Engineering Journal, 32-35, first quarter.

Kishi N., Kumuro M. y Chen W. F. (2004). *Four-parameter power model for  $M-\theta_r$  curves of end-plate connections*. AISC/ECCS. The Netherlands.

Kohoutek Richard (2002). *Non destructive and ultimate testing of semi-rigid connections*. AISC/ECCS.

Lei Xu (2002). *Critical buckling loads of semi-rigid steel frames*. AISC/ECCS.

Martínez Chávez Victor M. *Fundamentos teóricos para el proceso del diseño de un protocolo de investigación*. México, Plaza y Valdes, 2000.

Murray Thomas y Summer Emmett. *Steel design guide. Extended end-plate moment connections. Seismic and wind applications*. AISC. 2004

Prakash V. y otros *Drain-2Dx. Base program description and user guide Version 1.10*. Department of Civil Engineering, University Of California, Berkeley, California. 1993.

Ramberg Walter, Osgood William R. (1943) *Description of stress-strain curves by three parameters*, National Advisory Committee for Aeronautics, Washington, D.C., Technical Note No. 902, 1943-07

Rathje E.M., Abrahamson N.A. y Bray J.D. ap. (1998). *Simplified frequency content estimates of earthquake ground motions*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.

Salmon Charles, Johnson John y Malhas Faris. *Steel Structures, Design and Behavior, Emphasizing Load and Resistance Factor Design*. USA, Pearson-Prentice Hall, 2009.

Sherbourne Archibald N. y Bahaari Mohammed R. (1997)[1]. *Finite element prediction of end plate bolted connection behavior. I: Parametric study*. Journal of Structural Engineering.

Simões da Silva Luis y otros (2004). *A probabilistic evaluation of the rotation capacity of end-plate beam-to-column steel joints*. AISC/ECCS.

Simões da Silva Luis y otros [2002]. *Evaluation of ductility in steel and composite beam-to-column joints: Analytical evaluation*. AISC/ECCS.

Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica (2000). *Base mexicana de sismos fuertes. Vol 2*. (CD-ROM) México.

Sourochnikoff Basil (1950). *Wind Stresses in Semi-Rigid Connections of Steel framework*. Transactions, ASCE 115.

Srouji R., Kukrety A. R. y Murray T. M. (1983a). *Strength of Two Tension Bolt Flush End-Plate Connections, Research Report No. FSEL/MBMA 83-03*, Fears Structural Engineering Laboratory, School of Civil Engineering and Environmental Science, University Of Oklahoma, Norman, Oklahoma.

Srouji R., Kukrety A. R. y Murray T. M. (1983b). *Yield-Line Analysis of End-Plate Connections with Bolt Force Predictions, Research Report No. FSEL/MBMA 83-03*, Fears Structural Engineering Laboratory, School of Civil Engineering and Environmental Science, University Of Oklahoma, Norman, Oklahoma.

Steenhuis C.M. y otros (2002). *Safety concepts for ductility of joins*. AISC/ECCS.

Summer Emmett, Mays Timothy y Murray Thomas (2002). *End plate moment connections: Test results and finite element validation*. AISC/ECCS.

Tapia Edgar y Tena Arturo (2005). *Respuesta inelástica de edificios con marcos dúctiles de acero con contraventeo concéntrico diseñados conforme al RCDF-2004*. XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. México.

Valente Marco (2006). *Seismic behavior of steel frames with semi-rigid connections*. 1<sup>st</sup> European Conference on Earthquake Engineering and Seismology. Switzerland.

Zhou Fengfeng (2005). *Model-based simulation of steel frames with endplate connections*. (Tesis inedita). The University of Cincinnati. Ohio, USA.